

Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa

Kirjallisuusselvitys

Antti Nurmikolu



Ratahallintokeskuksen
julkaisu A 4/2004

Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa

Antti Nurmikolu

Helsinki 2004

Ratahallintokeskus
Kunnossapitoyksikkö

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 4/2004
ISBN 952-445-100-x
ISSN 1455-2604
Helsinki 2004

Saatavana myös pdf-muodossa
www.rhk.fi

Kannen kuva: Antti Nurmikolu

Nurmikolu, Antti: Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa. Kirjallisuusselvitys. Ratahallintokeskus, Kunnossapitoyksikkö. Helsinki 2004. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 4/2004. 193 sivua. ISBN 952-445-100-x, ISSN 1455-2604.

Avainsanat: ratarakenne, kalliomurske, tukikerros, alusrakenne, eristyskerros, kiviaines, hienoneminen, konvektio, routiminen, routimisherkkyyys, hienoaines, rapautuminen

TIIVISTELMÄ

Raportissa esitetään kalliomurskeiden käyttöä ratarakenteessa koskevan kirjallisuusselvityksen havainnot ja niiden perusteella tehdyt johtopäätökset. Päähuomio selvityksessä on kiinnitetty radan rakennekerroksissa käytettävän murskatun kalliokiviaineksen hienonemisen, routimisherkkyyden ja routamitoituksessa huomioitavien tekijöiden arviointiin. Selvityksen tuloksia sovelletaan tutkimushankkeeseen liittyvien laboratorio-koejärjestelyiden kohdentamisessa ja organisoinnissa. Tutkimuskokonaisuuden täydentävien laboratoriokokeiden tulokset raportoidaan myöhemmässä vaiheessa.

Radan rakennekerroksissa käytettävät kalliomurskeet joutuvat toimimaan ankarassa kuormitusympäristössä. Rakennekerroksilta edellytetyn pitkän käyttöiän aikana ympäristö-, liikenne- ja kunnossapitorasitus hienontaa kiviainesta. Sekä hienoneminen sinänsä että syntyvä hienorakeinen aines heikentävät rakenteen edellytyksiä säilyttää raidegeometrialle asetetut tasaisuusvaatimukset. Viime kädessä hienoneminen määrää myös rakenteen taloudellisen käyttöiän. Selvityksessä tarkastellaan hienonemiseen vaikuttavaksi havaittuja materiaaliominaisuuksia ja kuormitustekijöitä sekä liikennekuormituksen simuloimiseksi käytettyjä koejärjestelyjä.

Tukikerroksen ohella myös alemmissa radan rakennekerroksissa ollaan parhaillaan siirtymässä käyttökelpoisten sora- ja hiekkavarojen vähenemisen myötä käyttämään murskattua kalliokiviainesta. Alusrakennekerrosten käyttöikä rajoittavista tekijöistä määräävässä asemassa on materiaalin muuttuminen hienonemisen myötä routimisen mahdollistavaksi, jolloin routanousujen seurauksena raidegeometriaa ei ole mahdollista ylläpitää tavoitellulla tasolla. Kirjallisuushavaintojen perusteella on selvää, että materiaalin routimisherkkyyys riippuu sen sisältämän hienoaineksen määrän lisäksi hienoaineksen laadusta, mutta yleispätevää, tiettyyn indeksiominaisuuteen pohjautuvaa routimiskriteeriä ei ole toistaiseksi voitu esittää. Nimenomaan kalliomurskeille tehtyjä routimisherkkyytutkimuksia on kirjallisuudessa esitetty varsin niukalti.

Kalliomurskeesta rakennetun ratarakenteen routasuojauksen toimivuus edellyttää perinteisiin rakennemateriaaleihin verrattuna joidenkin erityisnäkökohtien huomiointia. Materiaalin huokosilman painovoimaisena siirtymisenä ilmenevä luontainen konvektio aikaansaa pahimmillaan rakenteen routaantumisvauhdin moninkertaistumisen. Toinen ratarakenteessa kyseeseen tuleva konvektion muoto on rakenteen pinnalla mahdollinen tuulen aiheuttama pakotettu konvektio. Konvektion mahdollisuus tulisi rakenteen taloudellisuus huomioon ottaen pystyä rajaamaan ratarakenteessa käytettävien materiaalien ulkopuolelle. Tästä varmistuminen edellyttää lisäselvityksiä. Edellyttäen, että kalliomurskerakenteessa ei tapahdu merkittävää konvektiivista lämmönsiirtymistä, Ratahallintokeskuksen (RHK) kalliomurskealusrakenteen tapauksessa esittämää 15 % lisäpaksuusvaatimusta voidaan nykytiedon nojalla pitää riittävänä.

Nurmikolu, Antti: Degradation and Frost Susceptibility of the Crushed Rock Aggregate in Track Structure. Literature Review. Finnish Rail Administration, Maintenance Department. Helsinki 2004. Publications of the Finnish Rail Administration A 4/2004. 193 pages. ISBN 952-445-100-x, ISSN 1455-2604.

Key words: track structure, crushed rock aggregate, ballast, subballast, substructure, aggregate, degradation, convection, frost action, frost-susceptibility, fines, weathering

ABSTRACT

This study deals with the findings and the conclusions from the literature review concerning the use of the crushed rock aggregate in the track structure. The main interest is focused on the degradation, frost-susceptibility and the special issues in frost dimensioning of the crushed rock used in the structural layers of track. The results of the study are utilised when focusing and organising the laboratory test arrangements of the research project. Laboratory tests complementing the project will be reported in later stage.

Crushed rock aggregates used in the structural layers of track are functioning in a severe loading environment. Traffic-, environmental- and maintenance loading are degrading the aggregate during the long service life required. Both degradation itself and fine-graded material thus created are weakening the ability of the structure to keep the track geometry in required level. In the end also the economical service life is governed by the degradation. The material properties and the loading factors as well as the test arrangements simulating the traffic loading are discussed in the study.

Besides as ballast, the use of crushed rock aggregate is at the moment widening also to the structural layers below the ballast as the gravel and sand resources available are diminishing. The degradation changing the material as frost susceptible is a determining factor restricting the service life of the crushed rock in the substructure layers because, as a result of frost heaves, it is impossible to maintain the track geometry in the acceptable level. Based on the literature observations it is obvious that the frost-susceptibility of the material is dependent not only on the amount of fines in material but also the quality of fines. Still, by now, there has not been able to show a clear frost susceptibility criteria based on some index property. Frost-susceptibility studies for crushed rock materials particularly have been reported quite narrowly.

The proper functioning of the frost protection of the structure made of the crushed rock aggregate requires care to be taken of some additional issues when compared to a structure built of traditional materials. Natural convection, which is shown as gravitational pore air movement, can in the worst case multiply the freezing rate of the structure. Forced convection due to the wind on the surface of the material is another form of convection which can come into the question in track structure. Keeping the economy of the structure in mind, the track structure materials should not allow the convection to take place. To ensure this further experiments are needed. Assuming that the convection does not take place, based on present knowledge, the 15 % additional structural thickness requirement set to crushed rock structures by Finnish Rail Administration can be considered as sufficient.

Nurmikolu, Antti: Pulverisering samt tjälfarlighet av krossat bergmaterial i banans strukturskikt. Litteraturstudie. Banförvaltningscentralen, Underhållsenheten. Helsingfors 2004. Banförvaltningscentralens publikationer A 4/2004. 193 sidor. ISBN 952-445-100-x, ISSN 1455-2604.

Nyckelord: bankonstruktion, bergkross, ballast, underbyggnad, underballast, isolerskikt, stenmaterial, pulverisering, konvektion, uppfrysning, tjälfarlighet, finmaterial, förvittring

SAMMANDRAG

I rapporten redogörs för innehållet i en litteraturstudie gällande användning av bergkross i bankonstruktion och härav dragna slutsatser. Huvudvikten i studien har lagts vid bedömningen av det krossade bergmaterialets nedbrytning, tjälfarlighet samt vid faktorer som bör iakttas vid dimensionering av tjäle. Studieresultaten tillämpas vid allokering och organisering av laboratorieprov i anslutning till forskningsprojekt. Om resultaten av de laboratorieprov som kompletterar forskningshelheten rapporteras i ett senare skede.

Bergkrosset i banans strukturskikt är under stor belastning. Under den långa brukstid som förväntas av strukturskikten, pulveriseras stenmaterialet p.g.a. miljö-, trafik- och underhållsbelastningen. Såväl själva pulveriseringen som det finkorniga material som uppkommer, försvagar bankonstruktionens förutsättningar att uppfylla de jämnhetskrav som spårgeometrin ställer. I sista hand avgör pulveriseringen även konstruktionens ekonomiska brukstid. I utredningen granskas materialegenskaper och belastningsfaktorer som anses påverka pulveriseringen samt provarrangemang som använts för simulering av trafikbelastningen.

Inte endast i ballasten utan även i banans undre strukturskikt håller man på att övergå till att använda krossat bergmaterial, an efter som användbara grus- och sandtillgångar sinar. En av de viktigaste faktorer som begränsar underbyggnadsskiktens brukstid, är det faktum att materialet p.g.a. pulveriseringen förändras tjälfarlig. Av detta möjliggörs tjällyftningar, vilka gör det omöjligt att hålla spårgeometrin på önskad nivå. Utgående från litteraturstudien är det uppenbart, att materialets tjälfarlighet inte endast beror på mängden finmaterial utan även på finmaterialets kvalitet. Man har dock inte kunnat framföra något allmängiltigt kriterium för tjälbildning, som skulle basera sig på en viss indexegenskap. I litteraturen finns det tämligen lite om undersökningar som skulle visa tjälfarlighet av bergkross.

För att frostskydd av bankonstruktion som byggts av bergkross skall fungera, bör vissa specialsynpunkter iakttas jämfört med traditionella konstruktionsmaterial. Den naturliga konvektionen till följd av att luften via porerna i materialet förflyttar sig enligt tyngdkraften, åstadkommer i värsta fall en flerfalt snabbare tjälbildningshastighet i konstruktionen. En annan form av konvektion i bankonstruktionen är en konvektion på konstruktionens yta som eventuellt påtvingas av vinden. Med tanke på konstruktionens ekonomi borde man kunna begränsa möjligheten för konvektion utanför de material som används i bankonstruktionen. För att kunna säkra sig om detta, behövs tilläggsutredningar. Under förutsättning att det inte sker några betydande konvektiva värmetransporter i konstruktionen av bergkross, kan man, utgående från de kunskaper man har idag, anse det av RHK föreslagna kravet på 15 % större tjocklek av underbyggnad bestående av bergkross tillräckligt.

ESIPUHE

Tämä kalliomurskeiden käyttöä ratarakenteessa käsittelevän tutkimushankkeen kirjallisuusselvitysosa tehtiin Tampereen teknillisen yliopiston pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa professori Pauli Kolisojan ohjauksessa. Tämän raportin laati diplomi-insinööri Antti Nurmikolu.

Tutkimuksen tilaajana ja päärahoittajana toimi Ratahallintokeskus, jonka edustajana työtä ohjasi diplomi-insinööri Matti Levomäki. Osittain tutkimusta on rahoittanut myös Suomen Akatemia (rahoituspäätös nro 73664).

Tutkimushanke jatkuu aihekokonaisuutta täydentävien laboratoriokokeiden merkeissä. Laboratoriokokeiden tulokset raportoidaan hankkeen päätyttyä.

Helsingissä, toukokuussa 2004

Kunnossapitoyksikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
ABSTRACT	4
SAMMANDRAG	5
ESIPUHE.....	6
2. RADAN KUORMITUSYMPÄRISTÖ KALLIOMURSKEEN HIENONEMISEN KANNALTA	12
2.1 Kuormitustyytit.....	12
2.2 Kalliomursketta hienontava liikennekuormitus.....	12
2.3 Kalliomursketta hienontava käsittely ja kunnossapito	28
2.4 Kalliomursketta hienontava ympäristörasitus	30
2.4.2 Kemiallinen toiminta	31
2.4.3 Muut ympäristörasitukset	32
3. KALLIOMURSKEEN KÄYTTÖ JA MATERIAALIVAATIMUKSET RATARAKENTEESSA.....	33
3.1 Kalliomurskeesta koostuvien radan rakennekerrosten tehtävät.....	33
3.2 Rakennemateriaalien valinnassa huomioitavia näkökohtia.....	34
3.2.1 Raekoko	34
3.2.2 Hienoaineksen määrä ja laatu	35
3.2.3 Raekokojakautuma	36
3.2.4 Kiviainespartikkelien fysikaaliset ominaisuudet	37
3.3 Erityisnäkökohdat kalliomurskerakenteen routamitoituksessa	38
3.3.1 Tausta	38
3.3.2 Lämmönsiirtymismuodot	38
3.3.3 Pakotettu konvektio	40
3.3.4 Luontainen konvektio	44
3.3.5 Murskemateriaalien lämmönjohtavuus ja routamitoitus murskerakenteessa	61
3.4 Murskatun kalliokiviaineksen laatuvaatimukset tukikerroksessa.....	68
3.4.1 Yleistä.....	68
3.4.2 Rakeisuus.....	68
3.4.3 Partikkelien fysikaaliset ominaisuudet	71
3.5 Murskatun kalliokiviaineksen laatuvaatimukset alusrakenteessa.....	74
3.5.1 Yleistä.....	74
3.5.2 Rakeisuus.....	75
3.5.3 Partikkelien fysikaaliset ominaisuudet	77
4. HIENOAINES KALLIOMURSKEEN ROUTIVUUDEN SÄÄTELIJÄNÄ	78
4.1 Johdanto routimistarkasteluun.....	78
4.1.1 Routaan liittyviä käsitteitä.....	78
4.1.2 Huokosveden in-situ jäätyminen aiheuttama routanousu	79
4.1.3 Tarkastelun painopistealueet	80
4.2 Teoriat veden imusta jäätymisvyöhykkeeseen	80
4.2.1 Yleistä.....	80
4.2.2 Primaarisen routanousun teoria	81

4.2.3 Sekundaarisen routanousun teorialat.....	81
4.2.4 Adsorptiovoimateoria.....	85
4.3 Maamateriaalin ja veden yhteistoiminta routimisilmiössä.....	86
4.3.1 Yleistä.....	86
4.3.2 Veden sitoutuminen maapartikkeleihin.....	86
4.3.3 Jäätymätön vesi alle 0 °C lämpötiloissa.....	88
4.3.4 Veden virtaus osittain jäätyneessä vyöhykkeessä.....	91
4.4 Kalliomurskeen routivuuden arviointi indeksiominaisuuksista.....	92
4.4.1 Yleistä.....	92
4.4.2 Rakeisuus.....	93
4.4.3 Konsistenssiominaisuudet.....	99
4.4.4 Huokoskokojakautuma.....	100
4.4.5 Ominaispinta-ala ja veden adsorptio.....	104
4.4.6 Hienoustekijä.....	108
4.4.7 Mineralogia.....	110
4.4.8 Vedenpidätyskyky ja imupaineominaisuudet.....	112
4.4.9 Vedenläpäisevyys.....	118
4.4.10 Kapillaarinen nousukorkeus.....	119
4.4.11 Jäätymättömän veden määrä alle 0 °C lämpötiloissa.....	120
4.4.12 Routanousukokeet.....	121
5. KALLIOMURSKEEN HIENONEMINEN RADAN RAKENNEKERROKSISSA	124
5.1 Hienorakeisen aineksen kerääntyminen radan rakennekerrokseen.....	124
5.2 Mekaaninen hienoneminen ja kiviaineksen fysikaalinen lujuus.....	127
5.3 Kemiallinen rapautuminen ja rapautumisalttius.....	129
5.3.1 Yleistä.....	129
5.3.2 Rapautuneisuus.....	130
5.3.3 Kemiallinen rapautumisalttius.....	131
5.3.4 Rapautumistuotteet kiviaineksen hienoaineksena.....	133
5.3.5 Kemiallinen rapautuminen radan ja tien rakennekerroksissa.....	134
5.4 Kenttähavainnot tekijöistä kalliomurskeen hienonemisessa.....	135
5.4.1 Yleiset tarkastelut hienonemisesta kenttäolosuhteissa.....	135
5.4.2 Kiviaineksen laatu.....	137
5.4.3 Akselipaino ja murskekerroksen alustan jousto.....	140
5.4.4 Raiteen ominaisuudet.....	142
5.5 Hienoneminen materiaalin käsittelyssä ja kunnossapidossa.....	142
5.5.1 Hienoneminen murskauksessa, käsittelyssä ja asentamisessa.....	142
5.5.2 Radan kunnossapidon aiheuttama hienoneminen.....	144
5.6 Hienoneminen liikennekuormitusta simuloivissa koejärjestelyissä.....	149
5.6.1 Yleistä.....	149
5.6.2 Sykliset kolmiakselialikokeet.....	149
5.6.3 Malmkana-tutkimusprojekti – Banverket & Tekniska Högskolan i Luleå.....	151
5.6.4 Tierakenteen tutkimuslaite (TKT-laite) – Oulun yliopisto.....	152
5.6.5 Vibrogir-laitteisto – SNCF.....	154
5.6.6 Raymond ja Bathurst – Queen’s University, Ontario.....	155
5.6.7 Eisenmann et al. – Munich Technical University.....	156
5.6.8 Ballast box – University of Massachusetts.....	157
5.7 Tukikerroksen puhdistusrajan ja kestojän arviointi.....	165
5.7.1 Tukikerroksen hienontuneisuus ja puhdistusraja.....	165

5.7.2 Ratahallintokeskus.....	165
5.7.3 European Rail Research Institute	166
5.7.4 Britannia	167
5.7.5 Ruotsi ja Norja.....	167
5.7.6 Kiina	167
5.7.7 Pohjois- Amerikka.....	167
6. YHTEENVETO JA JATKOTUTKIMUSTARPEET	172
6.1 Kuormitus, hienoneminen ja kiviaineksen ominaisuudet.....	172
6.2 Konvektio	173
6.3 Routamitoitus ja routimisherkyys.....	174
6.4 Jatkotutkimustarpeet.....	175
LÄHDELUETTELO	176

1. JOHDANTO

Karkearakeinen murskattu kalliokiviaines, raidesepeli, muodostaa raiteen tukikerroksen. Tukikerroksen kuormitusympäristöä havainnollistaa Simon et al. (1983) toteamus, jonka mukaan nimenomaan raidesepeli joutuu kohtaamaan jännitystasoilla ja ympäristökuormituksella mitattuna kaikkein ankarimmat rasitukset rakentamisessa käytettävistä kiviaineksista. Tästä syystä ei ole yllättävää, että kuormitusympäristön aiheuttama kiviaineksen hienoneminen on jopa tukikerroksen kestoian määräävä tekijä. Aiemmassa tutkimuksessa (Nurmikolu, 2000) on arvioitu kenttä- ja laboratoriotutkimuksiin nojautuen kiviaineksen lujuuden vaikutusta raidesepelin kestoikään.

Käytettävissä olevien sora- ja hiekkavarojen vähenemisen myötä murskatun kalliokiviaineksen käyttö on Suomessa parhaillaan laajenemassa myös tukikerroksen alapuolisiin rakennekerroksiin. Esimerkiksi rakenteilla olevan Kerava–Lahti-oikoradan alusrakennekerrokset rakennetaan miltei kokonaisuudessaan murskatusta kalliokiviaineksestä. Kuitenkin tutkittua tai kokemuseräistä tietoa kalliomurskeen toiminnasta alusrakennekerroksissa on materiaalin hankintakustannuksiin ja mahdollisten virheellisten materiaalivalintojen aiheuttamiin seurauksiin nähden erittäin vähän. Toisaalta alusrakenteelta edellytetään 100 vuoden käyttöikää, jolloin siihen kohdistuva niin liikenne- kuin ympäristörasituskin on oleellisesti pitkäkestoisempi verrattuna yleensä alle 40 vuoden käyttöiän tukikerrokseen. Myöskään alusrakenteen mahdollisesti routivaksi muuttavaa hienontunutta kiviainesta ei voida seulontakoneella puhdistaa toisin kuin tukikerroksesta.

Tässä kirjallisuusselvityksessä perehdytään radan rakennekerroksissa käytettävien kalliomurskeiden hienonemiseen, laatuvaatimuksiin ja hienonemisen seurauksiin, erityisesti hienontuneen murskemateriaalin routimisherkkyyteen.

Raportin aluksi luvussa 2 tarkastellaan kalliomurskemateriaalin radan rakennekerroksissa kohtaamia kuormitustekijöitä: liikenne-, kunnossapito- ja ympäristörasitusta. Liikennekuormituksen osalta erityistä huomiota kiinnitetään tekijöihin, jotka tulee huomioida laboratoriojärjestelyin tehtävässä kuormituksen simuloinnissa. Laboratorio-kokeiden tulokset raportoidaan myöhemmässä vaiheessa.

Luvussa 3 paneudutaan radan rakennekerroksissa käytettävien kalliomurskeiden vaatimuksissa huomioonotettaviin näkökohtiin. Erityisesti käsitellään aiemmassa rata-rakenteen routasuojauksista koskeneessa tutkimuksessa (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) tarkempaa selvitystä vaativaksi havaittua kalliomurskeesta rakennetun radan routamitoitusta. Samoin perustein tarkastellaan konvektiivista lämmönsiirtymistä karkearakeisissa materiaaleissa, jota ei juurikaan ole aiemmin suomenkielisessä kirjallisuudessa käsitelty.

Murskemateriaalin hienonemisen seurauksena alun perin routimattoman materiaalin muuttuminen routivaksi on hienonemisen edetessä tietyssä vaiheessa väistämätöntä. Kalliomurskeesta rakennettujen alusrakennekerrosten osalta kestoian kannalta kriittisimpänä tekijänä voidaankin pitää materiaalin hienontumista routimisilmiön mahdollistavaksi. Luvussa 4 tarkastellaan routimista yleisellä tasolla sekä erityisesti kalliomurskemateriaalin routimisherkkyyden arviointia hienoaineksen määrän ja laadun perusteella.

Luvussa 5 käsitellään kirjallisuudessa esitettyjä, pääosin tukikerrosmateriaaleille tehtyjä kenttä- ja laboratoriotutkimuksia kiviaineksen hienonemisesta. Luvussa 5 tarkastellaan myös liikennekuormitusta simuloimaan pyrkiviä laboratoriokoejärjestelyjä sekä tukikerroksen puhdistusrajan ja kestoiän arviointia.

2. RADAN KUORMITUSYMPÄRISTÖ KALLIOMURSKKEEN HIENONEMISEN KANNALTA

2.1 Kuormitustyypit

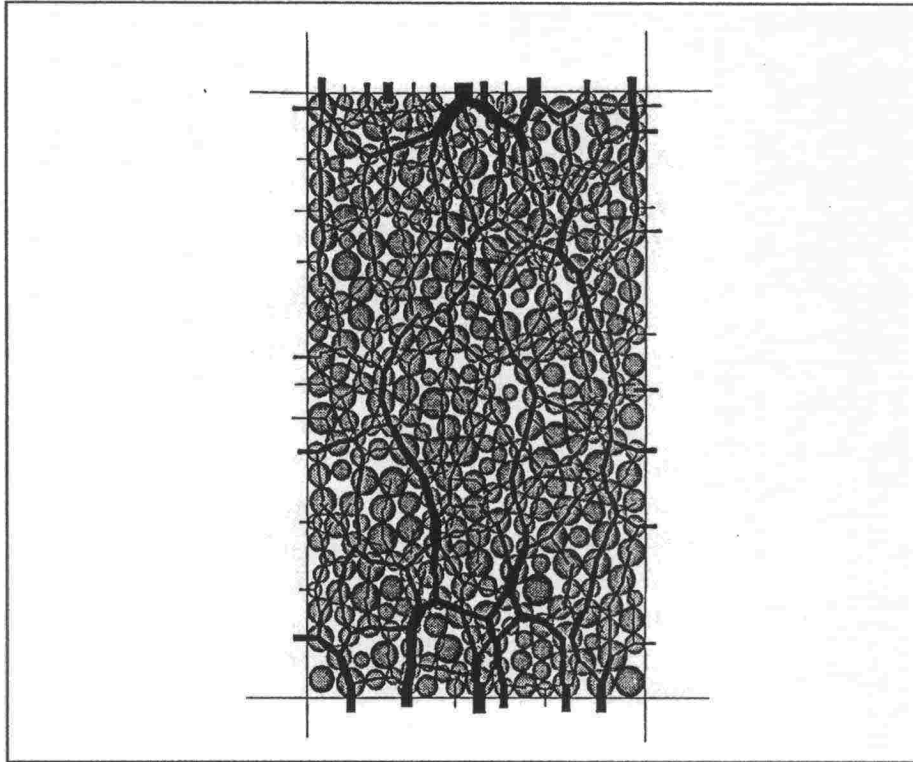
Murskattu kalliokiviaines joutuu ratarakenteessa ankaraan kuormitusympäristöön. Lukemattomia kertoja toistuvan liikennekuormituksen lisäksi radan rakennemateriaalit ovat Suomen ilmasto-oloissa alttiina huomattavalle ympäristörasitukselle. Oman rasituksensa aiheuttavat myös radan rakentamisen aikainen materiaalin käsittely ja asentaminen. Lisäksi tukikerroksen osalta radan kunnossapitotoimet muodostavat huomattavan rasitustekijän.

Kiviaineksen hienonemista arvioitaessa ratarakenteessa vaikuttavien kuormitusten tarkastelu on luonteva lähtökohta. Niinpä seuraavissa luvuissa perehdytään erityisesti hienonemista aiheuttaviin kuormitustekijöihin, joita kalliomurske radan rakennekerroksissa kohtaa. Liikennekuormituksen osalta tarkastellaan murskemateriaalin käyttäytymistä toistokuormituksessa, liikenteestä kalliomurskekerrokseen kohdistuvia kuormitustasoja sekä kuormituksen laboratoriosimuloinnissa huomioitavia tekijöitä. Luvun lopuksi perehdytään raiteen kunnossapidon ja ympäristörasitusten aiheuttamiin hienonemismekanismeihin. Eri kuormitustekijöiden merkitystä kalliomurskeen hienonemiseen käsitellään tarkemmin luvussa 5.

2.2 Kalliomursketta hienontava liikennekuormitus

2.2.1 Ajatusmalli kalliomurskeen mekaanisesta toiminnasta toistokuormituksessa

Rakeisen materiaalin, kuten kalliomurskeen mekaaniseen toimintaan liittyvien tapahtumien periaatteellinen ymmärtäminen edellyttää kontinuumiajattelun sijaan partikkelitasoon tarkasteluja. Jännitysten voidaan olettaa välittyvän rakeisessa materiaalissa partikkelikontaktien muodostamia ketjuja pitkin, eikä jännitys jakauma tietyllä tasolla rakenteessa ole näin ollen missään nimessä tasainen. Tilannetta havainnollistaa kuvassa 2.1 esitetty (Kolisoja, 1997) simulointiesimerkki. Vastaavia havaintoja DEM-menetelmätarkasteluista esittää mm. Ullidtz (1998).



Kuva 2.1. DEM-menetelmään perustuvalla ohjelmistolla biaksisessa kuormituksessa lasketut jännitysketjut. Viivan leveys on verrannollinen partikkelikontaktissa vaikuttavaan voimaan. (Kolisoja, 1997)

Kolisoja (1997) on esittänyt mm. Lamben ja Whitmanin (1979) vaikuttamana ajatusmallin toistokuormituksen alaisen karkearakeisen kiviaineksen muodonmuutoskäyttäytymiseen liittyvien partikkelitason ilmiöiden hahmottamiseksi. Tämä ajatusmalli auttaa ymmärtämään myös materiaalin hienontumiseen liittyviä tapahtumia, mistä syystä se esitetään seuraavassa.

- Partikkelisysteemiin kohdistuvan kuormituksen kasvaessa materiaali-partikkeleihin kehittyä aluksi käytännössä pelkästään kimmoisia muodonmuutoksia. Partikkelien kontaktikohtiin keskittyvistä jännityksistä johtuen nämä muodonmuutokset ovat mitä ilmeisimmin suurimpia juuri kontaktikohtien välittömässä läheisyydessä.
- Suurilla kuormituksilla partikkelien välisissä lähes pistemäisissä kontaktikohdissa vaikuttavat jännitykset voivat kohota niin suuriksi, että yksittäiset partikkelit tai niiden särmät murtuvat. Tällöin kuormituksen alaisena olevat partikkelit pääsevät liikkumaan toistensa suhteen ja koko partikkelisysteemin raerungossa tapahtuu kuormitusten ja niitä välittävien partikkeleiden uudelleenjärjestäytymistä, kunnes uusi tasapainotilanne ulkoisiin kuormituksiin nähden saavutetaan.
- Yksittäisissä partikkeleiden kontaktikohdissa vaikuttavat voimaresultantit eivät yleensä ole kosketuskohdan tangenttitasoihin nähden kohtisuoria. Näin ollen partikkeleiden välisissä kontaktikohdissa voi tapahtua liukumista, kun tietyn kontaktikohdan tangentin suuntainen voimakomponentti ylittää partikkeleiden välisestä normaalivoimasta ja raepintojen välisestä kitkakertoimesta sekä partik-

kelien välillä mahdollisesti olevan sidoksen lujuudesta riippuvan kitkavoiman enimmäisarvon. Tässäkin tapauksessa koko partikkelisysteemin raerungon uudelleenjärjestyminen jatkuu niin kauan, kunnes tasapainotilanne ulkoisiin kuormituksiin nähden jälleen saavutetaan.

- *Kun materiaalin raerunkoon kohdistettu kuormitus poistetaan, partikkeleiden välisistä liukumista ja partikkeleiden murtumisesta aiheutuneet muodonmuutokset ovat pääosin palautumattomia.* Palautuvan ja palautumattoman muodonmuutososan keskinäinen suhde riippuu tällöin hyvin suuresti partikkelisysteemiin kohdistuneiden jännitysten – erityisesti leikkausjännityksen – suuruudesta.
- Kuormituksen toistuessa useampia kertoja partikkelisysteemiin kehittyviin muodonmuutoksiin liittyvät mekanismit ovat periaatteessa täsmälleen samat kuin ensimmäisellä kuormituskerrallakin. Myöhempien kuormitussyklien yhteydessä erityisesti partikkelisysteemiin kehittyvien palautumattomien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttaa kuitenkin oleellisesti se, että partikkelisysteemin raerunko on aikaisempien syklien aikana jo järjestäytynyt asemaan, jossa saman suuruiseen toistuvan kuormituksen kantaminen edellyttää vain vähäistä raerungon uudelleenjärjestäytymistä. Esimerkiksi syklisten kolmiaksaalikokeiden yhteydessä tämä havaitaan tavallisesti kuormituspulssisarjan edetessä tapahtuvana näytämateriaalin stabiloituvana käyttäytymisenä.
- *Toistuvien kuormitussykliin yhteydessä partikkelisysteemiin kehittyvien palautumattomien muodonmuutosten kannalta varsin oleellinen merkitys on oletettavasti myös sillä, pysyykö kuormituksen suunta jokaisella kuormituskerralla samana.* Pääjännityssuunniltaan muuttumattomana pysyvässä toistokuormituksessa edellä kuvattu stabiloituva käyttäytyminen on nimittäin varsin todennäköinen, mutta pääjännityssuunniltaan vaihtelevissa kuormitustilanteissa partikkelisysteemi joutuu jatkuvasti järjestäytymään uudelleen kulloiseenkin kuormitukseen nähden stabiiliin aseman muodostamiseksi. Ilmeisenä seurauksena tästä taas on suunnaltaan muuttumattomina pysyviin kuormituksiin nähden suurempi partikkelisysteemin palautumaton muodonmuutos, kuten esimerkiksi liikkuvaa pyöräkuormitusta käyttävien laboratoriokoejärjestelyjen yhteydestä on varsin yleisesti tunnettua (esim. Cheung, 1994).

Erityisesti rataympäristöä ja partikkelien hienonemista koskien ajatusmallia voidaan täydentää seuraavilla lisähuomioilla.

- Ratarakenteen tukikerrosmateriaalin osalta raiteen tukeminen sekoittaa aiempien kuormitussykliin järjestämää partikkelisysteemiä, jonka seurauksena partikkelien uudelleenjärjestäytymistarve tulevien kuormitusten kantamiseksi jälleen lisääntyy merkittävästi. *Pääjännityssuuntien kiertymisen ja tukemisen aiheuttama toistuva uudelleenjärjestäytyminen on partikkelien liukumapinnoilla tapahtuvan hioutumisen ja partikkelien tai niiden särmien murtumisen seurauksena merkittävä tekijä myös partikkelien hienonemista ajatellen.* Toisaalta tukemistapahtuma sinänsä aiheuttaa partikkelien murtumista hakkujen työntyessä ja puristuessa tukikerrokseen.

- Ratarakenteessa tapahtuva partikkelien tai niiden särmien murtuminen on seurausta toistuvien liikennekuormitus syklien, kunnossapitorasituksen sekä fysikaalisen- ja kemiallisen rapautumisen *yhteistoiminnasta*. Rapautumisen seurauksena löyhtyneen materiaalin murtuminen toistokuormituksessa tai tukemisen yhteydessä helpottuu.

2.2.2 Liikenteestä radan kalliomurskekerroksiin kohdistuva pystykuormitustaso

Edellisen luvun partikkelitason tarkastelun nojalla toistokuormituksen alaisen kalliomurskeen hienoneminen, eli partikkelien tai niiden särmien murtuminen sekä partikkelien väliset hioutumista aiheuttavat liikkeet, riippuvat kontinuumitasolla ajateltuna materiaaalissa vaikuttavan jännitystilan komponenteista, erityisesti normaali- ja leikkausjännitysten suhteista. Koska leikkausjännitykset ovat sidoksissa pääjännitysten eroihin ja koska liikennekuormitus on vertikaalisuuntaista, jännitystilan komponenteista kalliomurskeiden hienonemista ajatellen on luontevaa tarkastella kerrosrajoille liikennekuormasta aiheutuvaa vertikaalijännitystä.

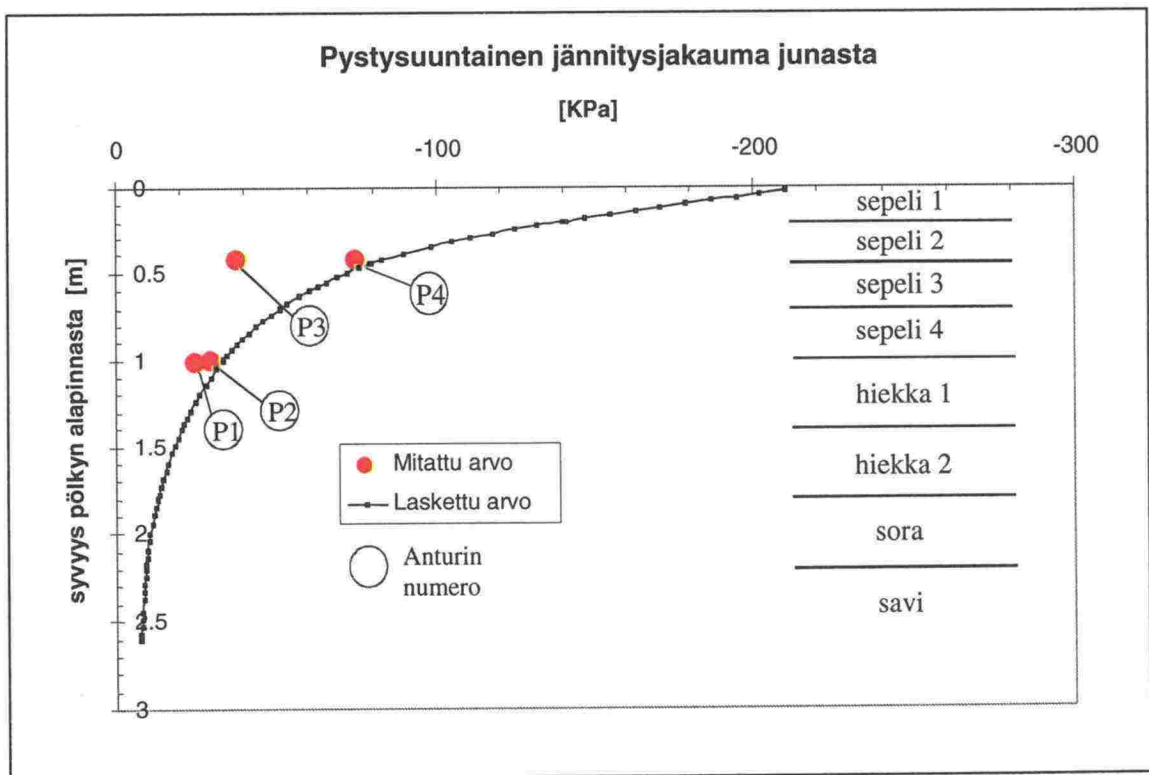
Karkearakeisessa materiaaalissa jännityksen mittaaminen on teknisesti hankalaa. Kirjallisuudessa esitetyt arviot ratarakenteen eri tasoilla vaikuttavista kuormitustasoista perustuvatkin yleensä tukikerroksen alapuolisissa, hienorakeisemmissa, rakennekerroksissa tehdyin jännitysmittauksin verifioituihin tietokonemallinnuksiin tai toisaalta rata-rakennetta huomattavasti yksinkertaistaviin mallinnuksiin.

Maamateriaalien mekaanisessa mallinnuksessa on perinteisesti käytetty kontinuumimekaniikkaan perustuvia materiaalmalleja, jolloin todellisuudessa yksittäisten rakeiden välillä vaikuttavat jännitykset oletetaan tasaisesti jakautuneiksi koko tarkasteltuun maaelementtiin. Kontinuumimekaniikkaan perustuvilla malleilla tietyllä tasolla vaikuttavaksi laskettu pystyjännitys voidaankin partikkelitasolla ajatella yksittäisistä rakeista kyseiselle tasolle kuviteltuun pintaan kohdistuvana keskimääräisenä jännityksenä. Yksittäisten rakeiden välillä vaikuttava jännitys saattaa olla kuitenkin monta kertaluokkaa keskimääräistä jännitystä suurempi (vrt. kuva 2.1).

Kouvolan ja Korian välisellä rataosalla toteutettiin kesällä 1999 ensimmäistä kertaa Suomessa varsin mittava koko ratarakenteen instrumentointi. Rakenteesta mitattiin mm. sen eri tasoille 250 kN akselikuormasta aiheutuvaa pystysuuntaista jännitystä. Näitä mittaustuloksia on esitetty kuvassa 2.2. Kuvassa on niin ikään esitetty lineaariseen kimmoteoriaan pohjautuvalla BISAR-kerroslaskentaohjelmalla mittaustulosten materiaaleista määritetyillä parametreilla tehdyn mallinnustarkastelun tulos pystysuuntaisen jännityksen osalta. Moduuliarvon riippuvuus jännitystasosta on huomioitu mallinnuksessa iteroimismenetelyä käyttäen. (Kolisoja et al., 2000)

Koska BISAR-ohjelma on kehitetty varsinaisesti tierakenteiden mitoitustarkasteluihin, laskentakuormitus tulee ohjelmassa antaa ratapölkyn alapinnassa vaikuttavana keskimääräisenä paineena. Tämä laskettiin kuvassa 2.2 esitetyssä mallinnuksessa olettaen, että kuormitus jakautuu raiteen suunnassa Raymondin (1985a) esittämän yksinkertaisuuden mukaisesti, jolloin välittömästi pyörän alla oleva ratapölkky välittää kokonaiskuormasta 50 % ja viereiset ratapölkkyt 25 % kumpikin. Tukikerrokseen kohdistuvan maksimikuormitustason laskennan kannalta tilanne olisi sama Reissbergerin (1998) esittämällä jännitysjakaumaoletuksella, jonka mukaan kuormitus jakaantuu rata-

pölkkyjen kesken vastaavasti suhteessa 5%, 20%, 50%, 20%, 5%. Tällöin tarkastellun, välittömästi 250 kN laskenta-akselikuorman alla sijaitsevaan ratapölkkyyn kohdistuvaksi voimaksi saadaan 125 kN. Kuormituspinta-alaa määritettäessä BISAR-laskennassa oletettiin, että 500 mm pituinen osa ratapölkkyä raiteen keskellä ei välitä lainkaan kuormitusta tukikerrokseen. Niinpä ns. ratapölkyn tehollisena alana käytettiin arvoa $0,578 \text{ m}^2$. Kuvasta 2.2 nähdään, että näillä oletuksilla 250 kN mitoitusakselikuorman voidaan laskea aiheuttavan ratapölkyn tehollisella alalla keskimäärin 216 kPa pystysuuntaisen kuormituksen. Olettaen ratapölkyn korkeus 210 mm:ksi tavanomaisella (550 mm kv-stä lukien) tukikerrospaksuudella alusrakenteeseen kohdistuva pystykuormitus on mallinnuksen mukaan vastaavasti 101 kPa. Mallinnuksen herkkyystarkasteluissa pystyjännityksen todettiin olevan melko riippumaton rakennekerrosten Poissonin luvun vaihtelulle välillä 0,2–0,4 samoin kuin pohjamaan moduulin vaihtelulle välillä 30–50 MPa (Kolisoja et al., 2000).



Kuva 2.2. Ratarakenteesta Kouvolan ja Korian välisellä rataosalla 250 kN akselikuorman alaisina mitatut pystyjännitykset sekä mittauskohdetta mallintaen BISAR-kerroslaskenta-ohjelmalla lasketut vertikaalijännitykset. (Kolisoja et al., 2000)

Ruotsissa selvitettiin Malmbana-tutkimusprojektin yhteydessä tukikerrokseen kohdistuvaa kuormitustasoa ratarakennetta huomattavasti yksinkertaistavalla BOEF-mallilla (Beam On Elastic Foundation – palkki kimmoisella alustalla) (Banverket, 1996). Laskennassa ratapölkyn tehokkaana alana käytettiin $0,5 \text{ m}^2$ ja laskenta tehtiin sekä betoniratapölkkyraiteelle (kisko UIC60) että puuratapölkkyraiteelle (kisko S54). Molemmissa tapauksissa tilannetta tarkasteltiin sekä jäykässä, jäätynyttä tilaa tai kalliioleikkausta kuvaavaksi sanotussa, että joustavassa ratapenkereessä. Puuratapölkkyraiteessa ratapölkkyvälinä käytettiin 0,52 m ja betoniratapölkkyraiteessa 0,65 m. Laskennan tuloksena saadut 25 ja 30 tonnin akselikuormasta ratapölkyn tehokkaalle alalle keskimäärin kohdistuvat kuormitukset on esitetty taulukossa 2.1.

Skoglundin (2002) esittämän BOEF-mallinnustarkastelun mukaan välittömästi pyöräkuorman alla olevasta ratapölkystä tukikerrokseen välittyvä voima riippuu radan jäykkyydestä (track modulus) taulukon 2.2 mukaisesti. Taulukkoon 2.3 on laskettu tällä oletuksella tukikerrokseen kohdistuvat kuormitustasot edellä esitetyissä mallinuksissa käytetyillä ratapölkyn tehokkailla pinta-aloilla. Jäykän penkereen osalta laskelmien voidaan todeta vastaavan Banverketin (1996) esittämiä tuloksia, mutta joustavalla penkereellä Skoglundin laskelmilla päädytään alhaisempaan kuormitustasoon.

Taulukko 2.1. Beam on elastic foundation -mallinnuksella lasketut tukikerrokseen 25 ja 30 tonnin laskenta-akselikuormasta kohdistuvat kvasistaattiset kuormitustasot betoni- (UIC60) ja puuratapölkkyraiteessa (S54) jäykän ja joustavan ratapenkereen päällä. (Banverket, 1996)

	Tukikerrokseen kohdistuva kuormitus [kPa]	
	akselikuorma 25 t	akselikuorma 30 t
UIC 60; jäykkä penger	234	283
UIC 60; joustava penger	219	264
S54; jäykkä penger	221	262
S54; joustava penger	180	216

Taulukko 2.2. Beam on elastic foundation -mallinnuslaskelman mukainen kuormituksen jakautuminen ratapölkkyjen kesken radan moduulista (track modulus) riippuen. Laskenta-pyöräkuorma (154 kN) vaikuttaa ratapölkyn nro 0 päällä. Ratapölkkyvälinä on käytetty 600 mm. (Skoglund, 2002)

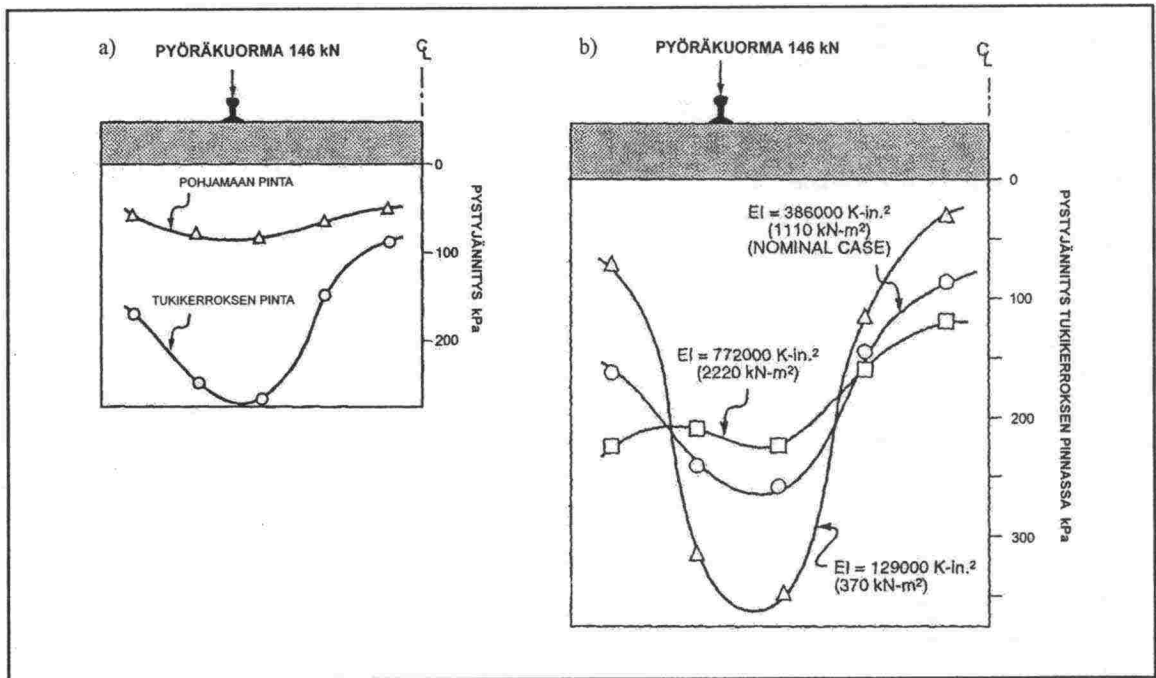
Radan jäykkyys	Track modulus [N/mm ²]	Välittyvän kuormituksen osuus ratapölkkyllä no.						
		3	2	1	0	1	2	3
Joustava	30	3 %	11 %	22 %	29 %	22 %	11 %	3 %
Keskimääräinen	90	-	7 %	24 %	38 %	24 %	7 %	-
Jäykkä	150	-	4 %	24 %	43 %	24 %	4 %	-

Taulukko 2.3. Välittömästi laskentapyöräkuorman 154 kN alla olevasta ratapölkystä tukikerrokseen kohdistuvan keskimääräisen kuormituksen riippuvuus ratapölkyn tehokkaasta pinta-alasta. Ratapölkyn kautta välittyvänä voimana on käytetty beam on elastic foundation -mallinnuslaskelmalla (Skoglund, 2002) saadun ratapölkkyjen välillä tapahtuvan kuormitusjakautumisen tulosta.

Radan jäykkyys	Track modulus [N/mm ²]	Tukikerrokseen kohdistuva keskimääräinen kuormitus [kPa]	
		tehokas pinta-ala = 0,5 m ²	tehokas pinta-ala = 0,578 m ²
Joustava	30	192	166
Keskimääräinen	90	252	219
Jäykkä	150	287	248

Laskettaessa edellä esitetyillä tavoilla ratapölkyn alapinnassa vaikuttavaa keskimääräistä painetta on huomionarvoista, että ratapölkyn rajallisesta jäykkyydestä johtuen kuormitus on suurimmillaan välittömästi kiskon alla olevalla ratapölkyn osalla. Tämä on syytä muistaa, kun arvioidaan kalliomurskeen hienonemista, sillä rakeiden rikkoon-tumisen kannalta olennaista on nimenomaan maksimikuormituksen suuruus. Mikäli laskennassa käytetään kuormitusta välittävänä pinta-alana koko ratapölkyn alaa, tulok-

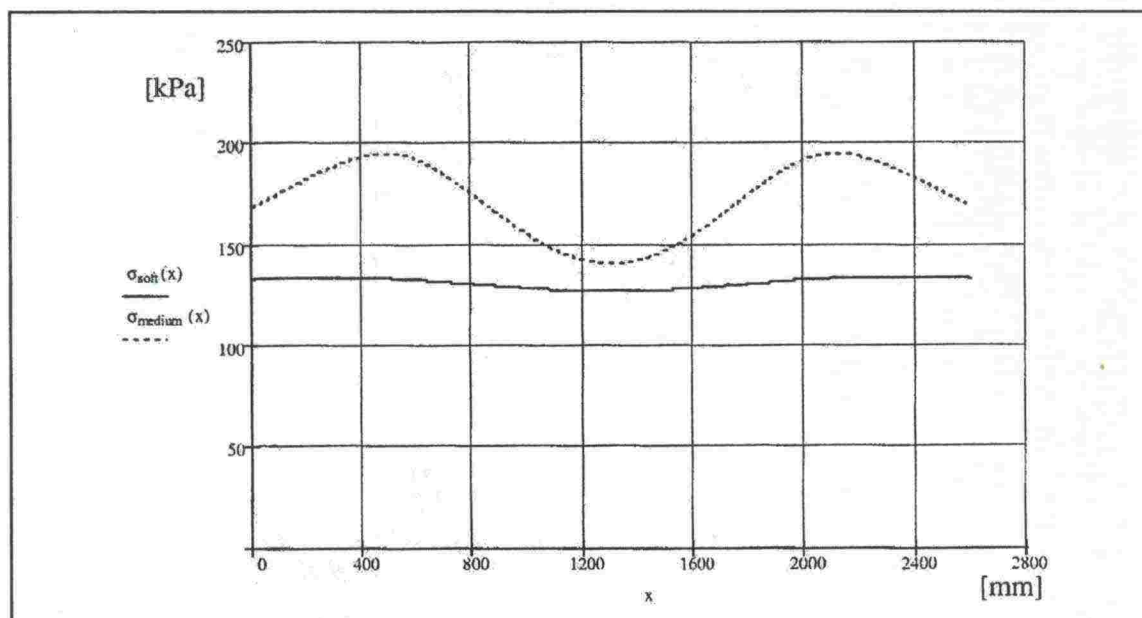
sena saadaan pienempi paine kuin mikä ratapölkyn alapinnassa suurimmillaan, välittömästi kiskojen alla vaikuttaa. Päätelmää tukee kuvassa 2.3 esitetty GEOTRACK-mallinnuksen (Chang et al., 1980; Selig ja Waters, 1994) sekä kuvassa 2.4 esitetty BOEF-mallinnuksen tulos (Skoglund, 2002). Tästä syystä edellä kuvatun tyyppinen laskenta on varsin herkkä ratapölkyn tehollisen alan valinnalle, kuten taulukko 2.3 osoittaa. Kuvasta 2.3 nähdään myös, kuinka pohjamaahan tultaessa kuormitus on radan poikkileikkauksen suunnassa jo huomattavasti tasoittunut ja kuinka ratapölkyn jäykkyyden lisääminen, eli betoniratapölkky suhteessa puuratapölkkyyn, tasoittaa ratapölkystä välittyvän kuormituksen jakaumaa. Kuvasta 2.4 nähdään vastaavasti, kuinka joustavassa ratapenkereessä ratapölkystä välittyvä kuormitus on tasaisemmin jakautunut kuin jäykässä ratapenkereessä, jossa kuormitus keskittyy välittömästi kiskojen alle. Ratapölkyn alapinnan kuormitusjakauman on havaittu kenttämittauksissa (Prause ja Kish, 1978) riippuvan myös akselikuormasta siten, että pienillä (71,2 kN) akseli-kuormilla kuormituksen on mitattu olevan tasaisemmin jakautunut, mutta akseli-kuorman kasvaessa (178–320 kN) kuormitus keskittyy vielä kuvassa 2.4 esitettyä selvemmin välittömästi kiskojen alle. Vastaavia eri mallinnusohjelmilla saatuja tuloksia ratapölkyn alapinnan kuormitusjakaumasta ovat esitelleet myös Kennedy ja Prause (1978) ja Adegoke et al. (1979).



Kuva 2.3. GEOTRACK-mallinnuksen mukaan: a) tukikerrokseen ja pohjamaahan kohdistuvan pystysuuntaisen jännityksen jakaantuminen raiteen poikkileikkauksen suunnassa, b) ratapölkyn jäykkyyden vaikutus tukikerrokseen kohdistuvan pystysuuntaisen jännityksen jakaantumiseen raiteen poikkileikkauksen suunnassa. (Selig ja Waters, 1994; Chang et al., 1980)

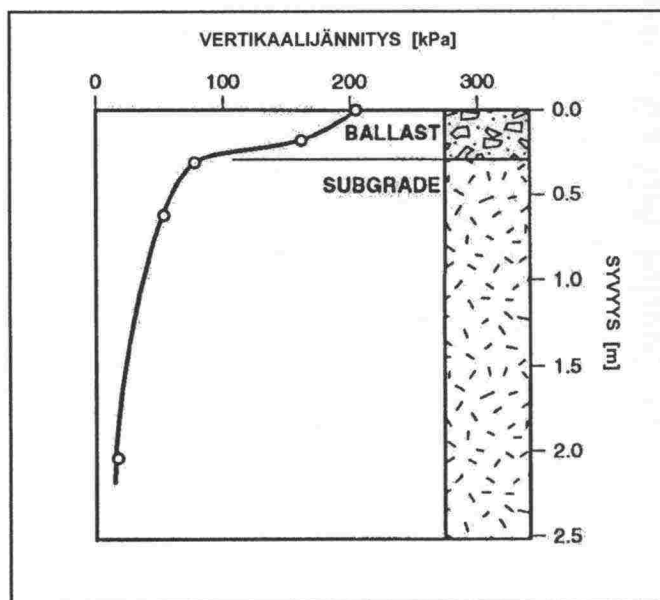
Tukikerrokseen kohdistustuvan kuormituksen keskittyminen välittömästi kiskon alle on luonnollisesti ei-toivottava tilanne. Toistokuormituksessa ratapölkyn alle kiskojen kohdille saattaa muodostua keskittyneen kuormittumisen aiheuttaman kiviaineksen hienonemisen ja palautumattoman muodonmuutoksen johdosta tyhjätila samanaikaisesti kun ratapölkky raiteen keskeltä on kontaktissa tukikerrokseen. Tämän seurauksena ratapölkky joutuu huomattavan taivutusrasituksen alaiseksi, jolloin jopa sen murtuminen on

mahdollista. Ratapölkyn ja tukikerroksen kontaktin katoaminen ei ole toivottavaa myöskään kiviaineksen hienonemisen kannalta (ks. luku 2.2.3).



Kuva 2.4. Betoniratapölkystä välittyvän kuormituksen [kPa] jakauma ratapölkyn suunnassa beam on elastic foundation -mallinnuslaskelman mukaan radan moduuleilla (track modulus) 30 N/mm^2 (soft) ja 90 N/mm^2 (medium). Laskentapyöräkuormana on käytetty 154 kN ja kuorman on oletettu jakautuvan ratapölkkyjen kesken taulukossa 2.3 esitetyllä tavalla. (Skoglund, 2002)

Kerrosrakenneohjelma GEOTRACK on kehitetty erityisesti ratarakenteen mallinnukseen, joten sillä on mahdollista myös raiteen mallinnus toisin kuin edellä kuvatulla BISAR-ohjelmalla. Kuvassa 2.5 on esitetty tavanomaisen pohjoisamerikkalaisen pääradan puuratapölkkyraiteen materiaaliparametreilla ja 292 kN laskenta-akselikuormalla tehdyn mallinnuksen tulos vertikaalijännityksen osalta. Kuvan 2.5 mukainen jännitysjakauma todetaan lähteessä (Selig ja Waters, 1994) kuvaavan tilannetta rakenteen poikkileikkauksessa nimenomaan välittömästi kiskon alapuolella. Kuitenkin kuvassa 2.3 esitetään vastaavan mallinnuksen tuloksena tukikerrokseen kohdistuvan suurimmillaan välittömästi kiskon alla noin 265 kPa kuormitus, kun taas kuvassa 2.3 vastaavaksi kuormitukseksi esitetään vain noin 205 kPa . Täten kuvassa 2.5 esitetty jakauma esittänee sittenkin tukikerrokseen kohdistuvaa keskimääräistä jännitystä jonkin suuruisen ratapölkkysegmentin alla vastaavalla tavalla kuin kuvan 2.2 BISAR-mallinnuksessa, joskin BISAR-mallinnuksessa kuormitus jaettiin tasan koko ratapölkyn tehokaalle alalle. Tätä olettamusta tukee myös kuvassa 2.6 esitetty samaisen mallinnuksen herkkyystarkastelu, josta havaitaan oletusparametreilla (nominal case) päädyttävän kuvassa 2.3 esitettyyn huippukuormitukseen.



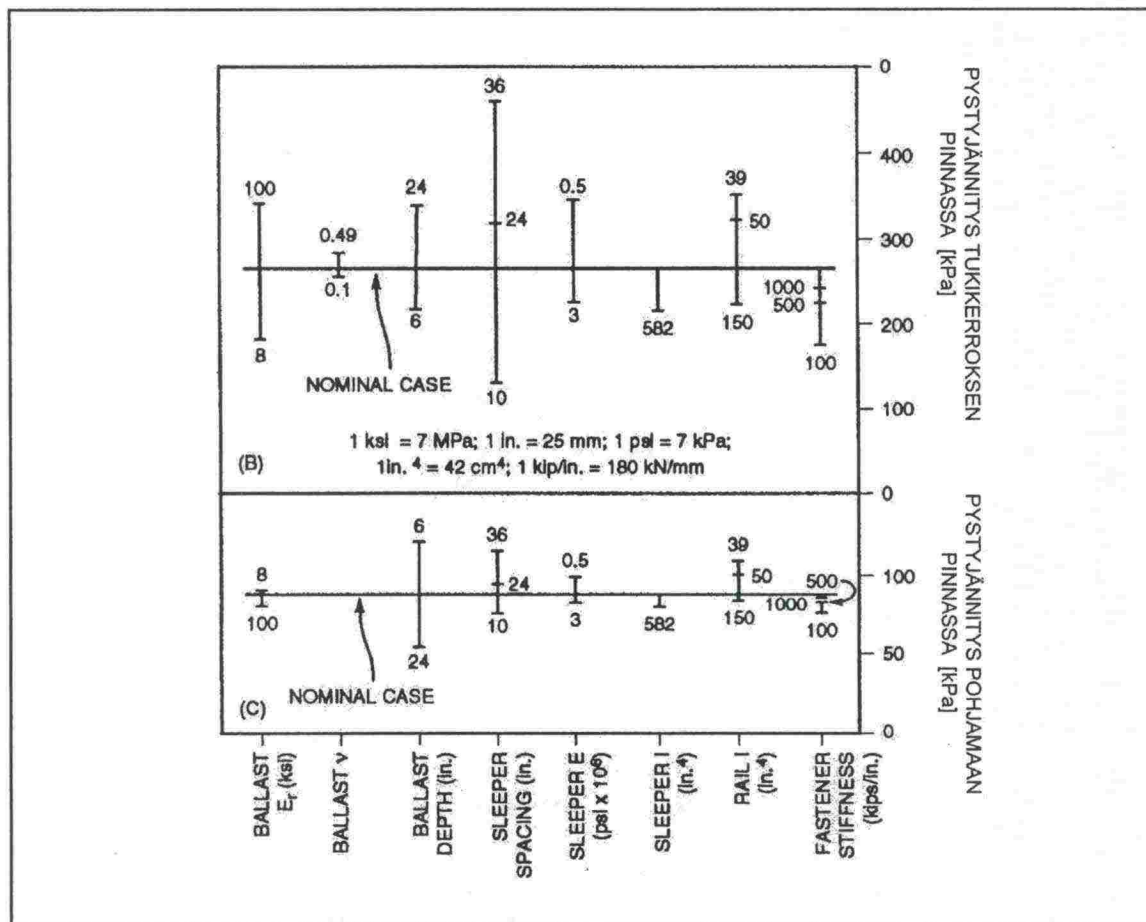
Kuva 2.5. Vertikaalijännityksen jakautuminen GEOTRACK-mallinnuksen mukaan 292 kN laskenta-akselikuormituksesta tyypillisessä pohjoisamerikkalaisessa pääradan puuratapölkkyraiteessa välittömästi kiskon alla. (Selig ja Waters, 1994; Chang et al., 1980)

On huomattava, että kuvien 2.3 ja 2.5 mallinnuksessa käytetty rakenne, jossa ratapölkyn alla olevan 305 mm sepelikerroksen alla on ilman alusrakennekerroksia suoraan 55 MPa moduulin omaava pohjamaa, on tyypilliseen suomalaiseen ratarakenteeseen ja siten kuvassa 2.2 esitettyyn mallinnukseen nähden varsin erilainen. Lisäksi erona ovat GEOTRACK-mallinnuksessa käytetyt puuratapölkyn parametriarvot sekä tiheämpi, 495 mm:n ratapölkkyväli. Rakennekerrosten pienempi jäykkyys ja ratapölkkyväli yhdessä vaikuttavat siten, että tarkastellussa GEOTRACK-mallinnuksessa kuormitus jakautuu tasaisemmin useammalle ratapölkylle, jolloin tukikerrokseen suurimmillaan kohdistuva kuormitustaso on luonnollisesti pienempi.

Tarkastellussa GEOTRACK-mallinnuksen oletusarvotilanteessa välittömästi pyörän alla oleva ratapölkky välittää mallinnuksen mukaan akselikuormasta 36 %, sen viereiset ratapölkyt kumpikin 22 % ja näiden viereiset ratapölkyt kumpikin 10 %. Niinpä BISAR-mallinnuksessa käytetty jännitysjakaumaoletus (välittömästi pyörän alla oleva ratapölkky välittää kuormasta 50 %) johtaisi GEOTRACK-mallinnusta vastaavassa tilanteessa etenkin rakenteen yläosissa suurempiin jännityksiin kuin mihin GEOTRACK-mallinnuksessa päädytään. Skoglundin (2002) BOEF-mallilla tekemän laskennan mukaan kuorma jakautuu vierekkäisille ratapölkylle radan jäykkyydestä (track modulus) riippuen taulukon 2.2 mukaisesti. Edellä tarkastellun tilanteen mukaisessa GEOTRACK-mallinnuksessa saadun kuormitusjakauman voidaan todeta olevan varsin lähellä taulukossa 2.2 esitettyä kuormitusjakaumaa keskimääräisellä track moduluksen arvolla laskettuna. Eri mallinnusohjelmilla tehdyn (Adegoke et al., 1979) vertailulaskentaesimerkin (puuratapölkkyraide, 150 mm alusrakenne (subballast)) tuloksena välittömästi pyörän alla oleva ratapölkky välittää ILLI-TRACK:n mukaan noin 31 %, MULTA:n mukaan noin 38 % ja PSA:n mukaan noin 50 % pyöräkuormasta. Vastaavasti American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association käsikirjassa (AREMA, 2002) esitettävässä tukikerrokseen kohdistuvan kuormitustason laskentamenetelmässä (ks. myöhemmin kaava 2–3) 53 cm ratapölkkyvälillä 47 %

pyöräkuormasta arvioidaan välittyvän suoraan pyörän alapuolella olevan ratapölkyn kautta.

Kuvassa 2.6 on esitetty GEOTRACK-mallinnuksen parametrien vaikutus tukikerrokseen ja pohjamaahan kohdistuviin vertikaalijännityksiin (Selig ja Waters, 1994). Kun verrataan tarkasteltua mallinnusta tilanteeseen suomalaisessa ratarakenteessa, voidaan GEOTRACK-mallinnuksesta puuttuvien alusrakennekerrosten vaikutusta jännitystasoihin kvalitatiivisesti arvioida kuvassa 2.6 tukikerroksen paksuuden lisäyksellä. Herkkyystarkastelun perusteella tukikerroksen jäykkyyden ja paksuuden lisäys kasvattaa tukikerrokseen kohdistuvaa kuormitustasoa. Perusteena tähän on suurelta osin se, että jäykemmällä pohjalla kuormitus välittyy enemmän välittömästi junan pyörän alla olevan ratapölkyn kautta (ks. taulukko 2.2), koska rakennekerrosten kimmainen muodonmuutos ja siitä raiteen suuren jäykkyyden ansiosta seuraava kuormituksen jakautuminen viereisille tukipinnoille on vähäisempää.

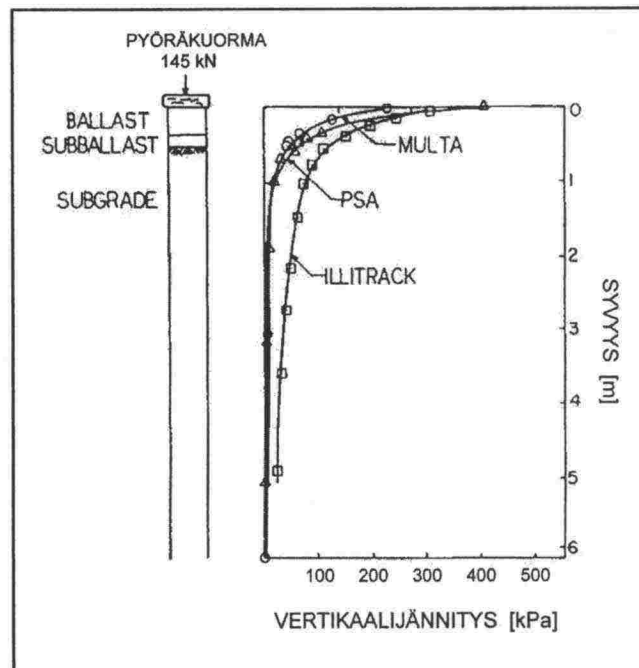


Kuva 2.6. GEOTRACK-mallinnuksessa käytetyt parametrien oletusarvot (nominal case) sekä parametrien vaikutus tukikerrokseen ja pohjamaahan kohdistuvaan pystyjännitykseen. (Selig ja Waters, 1994)

Alempiin rakennekerrokseen kohdistuvaa kuormitustasoa tukikerroksen paksuuden lisäys luonnollisesti pienentää. Kuvan 2.6 perusteella muita tukikerrokseen samoin kuin pohjamaahan kohdistuvaan kuormitustasoon lisäävästi vaikuttavia tekijöitä ovat ennen muuta ratapölkkyvälin kasvattaminen sekä kiskon ja ratapölkyn jäykkyyden pienentäminen. Kenttäkokeissa (Yoo ja Selig, 1979) pohjamaahan kohdistuva

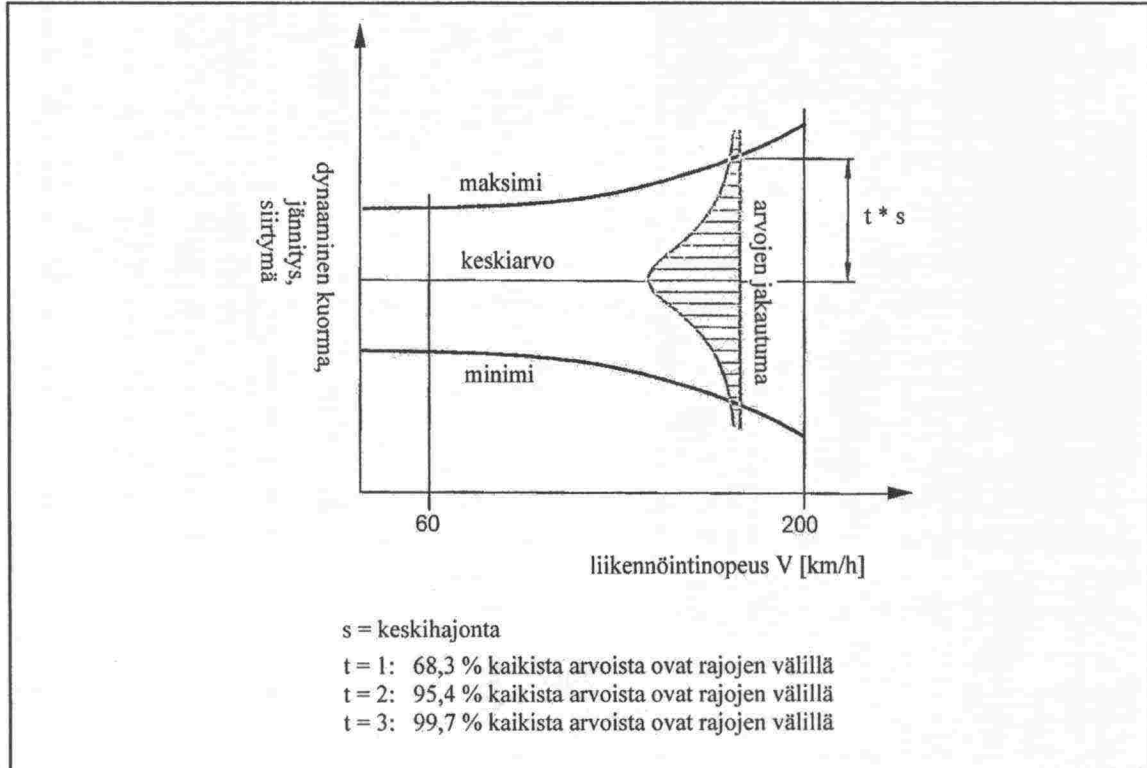
kuormitustaso mitattiin betoniratapölkkyraiteessa noin 1,8–2,0-kertaiseksi suhteessa puuratapölkkyraiteeseen, mikä todennäköisesti selittyy suurelta osin puuratapölkkyjen tiheimmällä pölkkyvälillä (495 mm / 610 mm).

Ratarakenteessa vaikuttavan vertikaalijännityksen mallintamiseen on edellä esimerkkinä tarkastellun GEOTRACK-mallin ohella ollut jo pitkään käytettävissä useita muita kerrosrakennelaskentaan sekä FEM-menetelmään perustuvia ohjelmistoja, joita ei tässä yhteydessä ole tarkoituksenmukaista käsitellä tarkemmin. Mallinnusohjelmistoja ovat vertailleet mm. Adegoke et al. (1979), joiden esittämän esimerkkilaskelman tulokset nähdään kuvassa 2.7.



Kuva 2.7. Eri malleilla tehty vertailulaskentaesimerkki vertikaalijännityksestä ratarakenteessa. Esimerkki kuvaa tilannetta puuratapölkkyraiteessa 380 mm tukikerrospaksuudella (ratapölkyn alla) ja 150 mm alusrakennepaksuudella. (Adegoke et al., 1979)

Edellä esitettyjen mallinnustarkastelujen numeerisia tuloksia arvioitaessa on syytä kiinnittää huomiota laskelmissa käytettyyn mitoituspyöräkuormaan. Raiteen epätasaisuuden, epäjatkuvuuskohtien ja kuljetuskaluston heikentyneen kunnon, etenkin lovi-pyörien, aiheuttaman junan ja radan dynaamisen vuorovaikutuksen seurauksena tietystä staattisesta pyöräkuormasta aiheutuva kuormitustaso vaihtelee normaalijakautuman muodossa (esim. Esveld, 2001) jakautuman odotusarvon vastatessa staattisesta kuormasta aiheutuvaa kuormitustasoa. Tietystä staattisesta pyöräkuormasta rakenteen tietylle tasolle aiheutuva keskimääräinen kuormitustaso on liikennöintinopeudesta riippumaton, mutta vaihteluväli kasvaa raiteen epätasaisuuden ja liikennöintinopeuden kasvaessa (ks. kuva 2.8). Koska kuormituksen vaikutuksia ei voida olettaa lineaarisesti kuormitustasosta riippuviksi (esim. raiteen mitoittavat siirtymät), tulisi kuormituksen vaikutuksia arvioidessa tarkasteltavana kuormituksenä käyttää ainakin osittain dynaamisen kuormitustekijän huomioivaa kuormitustasoa.



Kuva 2.8. Periaate kuormitusjakautumasta ja dynaamisen kuormitustekijän riippuvuudesta liikennöintinopeuteen. Keskiarvo vastaa staattisen kuormituksen alaista tilannetta. (Esveld, 2001; Reissberger 1998; Reissberger ja Wenty, 1993)

Dynaamisen kuormitustekijän huomioimiseksi yksinkertaisin käytetty menetelmä on näennäisstaattisen pyöräkuorman tai lasketun kuormitustason kertominen arvioidulla dynaamisen kuorman vaikutuskertoimella (sysäyskerroimella). Kuvassa 2.8 esitettyssä menetelmässä dynaamista kuormitustekijää voidaan arvioida pyöräkuorman keskihajonnan (s) perusteella eri todennäköisyyksillä. Keskihajonta riippuu raiteen tasaisuudesta sekä liikennöintinopeudesta. Tukikerrokseen kohdistuvaa kuormitustasoa arvioidessa Esveld (2001) esittää käytettäväksi t :n arvoa 2 ja Reissberger (1998) arvoa 1, joten Esveldin mukaan tukikerrosta ajatellen huomioitava dynaamisen kuormituslisän suuruus on keskinäisessä vertailussa kaksinkertainen. RHK:n (2002) ohjeessa dynaamisen kuormitustekijän vaikutuskerroin, sysäyskerroin, määrätään alusrakenteen osalta olemassa olevilla radoilla Esveldin ja Reissbergerin esittämää mukaillen kaavojen 2-1 ja 2-2 perusteella, jolloin kuvaa 2.8 vastaavana t :n arvona on käytetty arvoa 1.

$$\phi_v = 1 + n \cdot \left(1 + \frac{V - 60}{K_i} \right), \text{ kun } V > 60 \text{ km/h} \quad (2-1)$$

$$\phi_v = 1 + n, \text{ kun } V \leq 60 \text{ km/h}, \text{ missä} \quad (2-2)$$

ϕ_v = sysäyskerroin pystysuoralle dynaamiselle lisäjunakuormalle

V = kyseessä olevan junatyyppin liikennöintinopeus rataosalla, km/h

K_i = 80 tavarajunilla

K_i = 190 matkustajajunilla

n = rataosan kunnossapitotasosta taulukon 2.4 mukaisesti riippuva kerroin

Taulukko 2.4. Raiteen tasaisuudesta riippuvaa dynaamista kuormavaikutusta approksimoivan kertoimen n määrittäminen olemassa olevilla radoilla RHK:n (2002) ohjeen mukaan rataosan kunnossapitotason perusteella.

Rataosan kuntoluokka	Kunnossapitotaso	Kerroin n
Korkea kunnossapitotaso	1A	0,15
Normaali kunnossapitotaso	1 – 4	0,20
Alhainen kunnossapitotaso	5 – 6	0,25

Esimerkiksi kunnossapitotason 1–4 omaavalla rataosalla matkustajajunan sallitun liikennöintinopeuden ollessa 160 km/h kaavalla 2-1 sysäyskertoimeksi saadaan 1,31. Uusia ratoja suunniteltaessa sysäyskertoimenä määrätään käytettävän vakioarvoa 1,25 (Ratahallintokeskus, 2002). Malmбанan tutkimusten (Banverket, 1996) yhteydessä dynaamisen kuormituksen sisältävät kuormitustasot arvioitiin kertomalla lasketut (ks. taulukko 2.1) näennäisstaattiset kuormitustasot dynaamisen kuorman vaikutuskertoimella 1,3. Maamateriaalien jännitysepälineaarisuuden vuoksi yleisellä tasolla toivottavampi tapa olisi dynaamisen kuorman arvioidun vaikutuskertoimen sisällyttäminen jo ennen varsinaista mallinnusta mitoituspyöräkuormaan.

American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association käsikirjassa (AREMA, 2002) ratapölkyn alapinnasta välittyvä keskimääräinen kuormitus esitetään laskettavaksi kaavalla 2-3, jossa tarvittava sysäyskerroin lasketaan liikennöintinopeuden ja kaluston pyörän koon perusteella kaavan 2-4 mukaisesti. Esimerkkitapauksessa ($V=55$ mph, $D=36''$) sysäyskertoimeksi lasketaan 1,50, jolloin oletuksella $DF = 47\%$ päädytään 16,3 tonnin pyöräkuormalla 380 kPa keskimääräiseen kuormitukseen ratapölkyn alapinnalla.

$$ABP = \frac{2 \cdot P \cdot IF \cdot (DF / 100)}{A} \quad (2-3)$$

$$IF = 1 + \frac{33 \cdot V}{100 \cdot D} \quad , \text{ missä} \quad (2-4)$$

ABP = keskimääräinen kuormitus ratapölkyn alapinnalla, [kPa]

P = pyöräkuorma, [kN]

IF = sysäyskerroin, [-]

V = liikennöintinopeus, [mailia/h]

D = kaluston pyörän halkaisija, [tuumaa]

DF = välittömästi pyörän alla olevan pölkyn välittämä osuus kuormasta, [%]

A = ratapölkyn kosketuspinta-ala tukikerrokseen, [m^2]

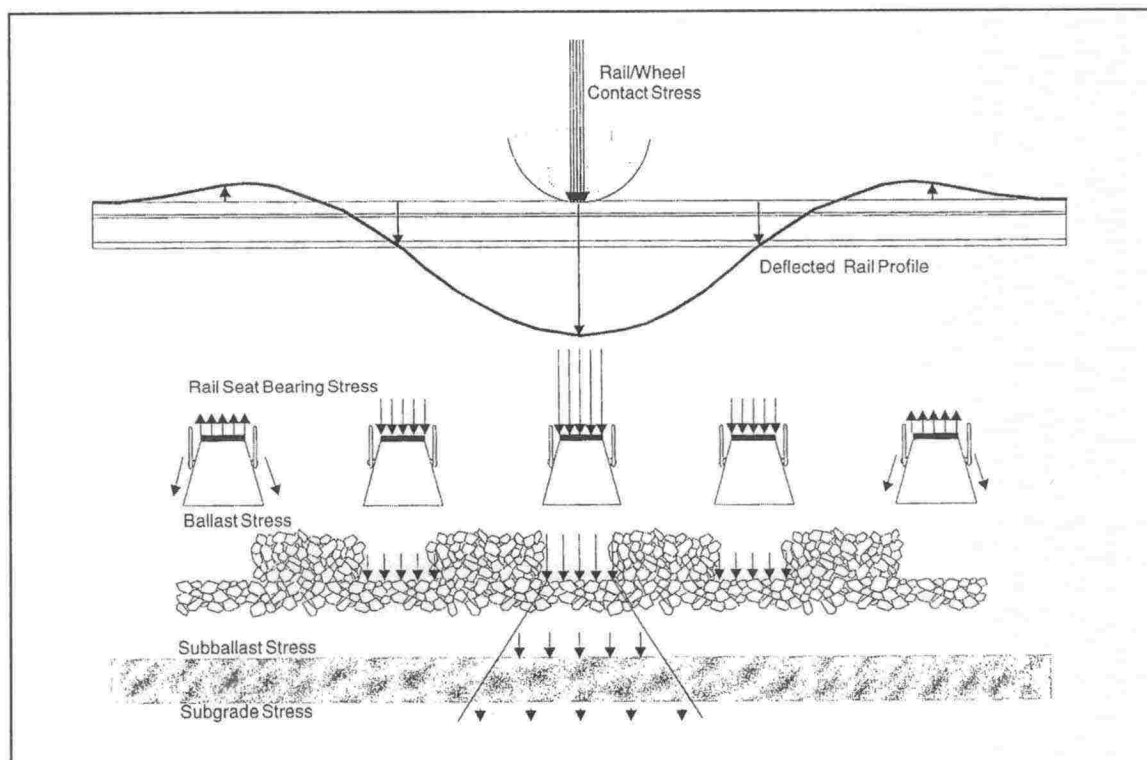
Alempana rakennekerroksissa, erityisesti pohjaamaahan kohdistuvan vertikaalijännityksen laskemiseksi AREMA (2002) esittää käytettäväksi ns. empiiristä Talbotin yhtälöä 2-5, johon on sisällytetty varmuuskerroin.

$$p_c = 16,8 \cdot \frac{p_a}{h^{1,25}}, \text{ missä} \quad (2-5)$$

- p_c = pohjamaahan kohdistuva kuormitus, [psi], (1 psi = 6,895 kPa)
 p_a = ratapölkyn alapinnalla vaikuttava keskimääräinen kuormitus, [psi]
 h = syvyys ratapölkyn alapinnalta, [tuumaa]

2.2.3 Erityishuomiot liikennekuormituksesta laboratoriosimulointia ajatellen

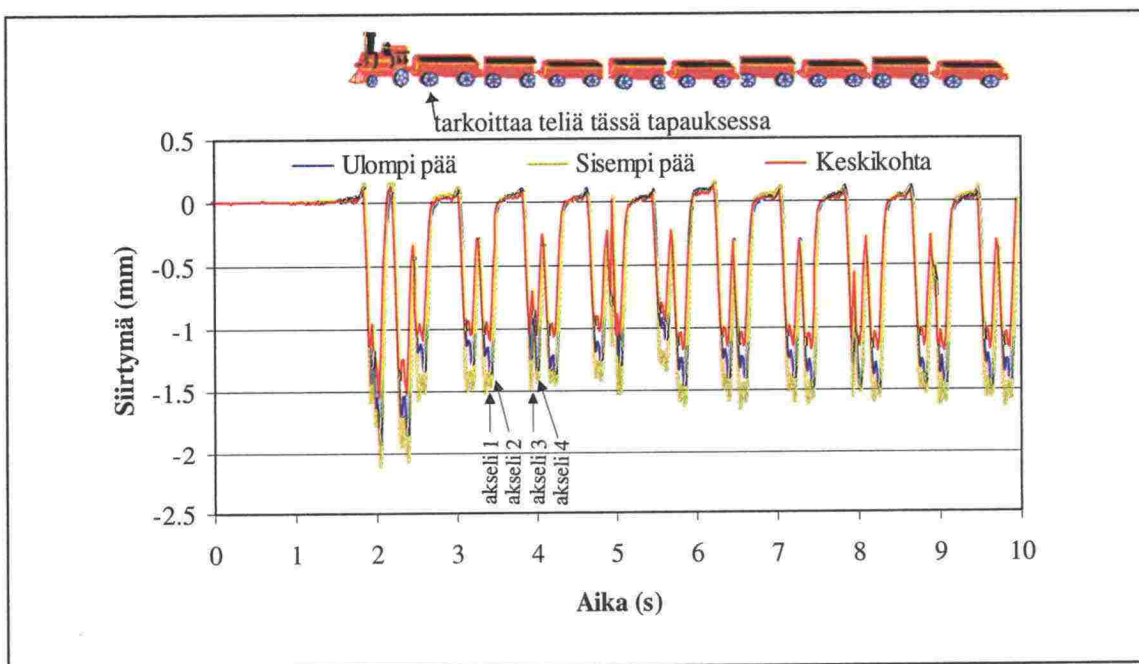
Liikennekuormituksen laboratoriosimuloinnissa on huomioitava edellisessä luvussa käsitellyn vertikaalikuormitustason lisäksi myös muita, erityisesti kiviaineksen hienonemisesta ajatellen mahdollisesti varsin määrääviäkin, liikennekuormituksen ominaispiirteitä. Huomattavaa on kuvassa 2.9 havainnollistettu, kenttämittauksissa (esim. Mäkelä ja Kolisoja, 2001; Yoo ja Selig 1979) samoin kuin mallinuksissa (esim. Selig ja Waters, 1994) havaittu, kiskon taivutusmomentista aiheutuva raiteen nousu tietyllä etäisyydellä pyörän ja kiskon kontaktikohdasta. Taivutusmomentin seurauksena ratapölkyn ja tukikerroksen kontakti hetkellisesti häviää, mikäli nostava voima ylittää raiteen painon sekä ratapölkyn profiilista (ks. kuva 2.9) johtuen sen sivuihin tukikerroksesta kohdistuvan vertikaalivoiman.



Kuva 2.9. Periaatekuva pyöräkuorman jakautumisesta. Huomattavaa on kiskon taivutusmomentista tietyllä etäisyydelle kuormituskohdasta aiheutuva raidetta nostava voima, jonka seurauksena ratapölkyn alapinnan ja tukikerroksen kontakti saattaa hetkellisesti häviää ja toistuvat akselit aiheuttaa pumppauksenomaisen liikkeen. (Selig ja Waters, 1994)

Kuvassa 2.10 on esitetty ratarumpitutkimuksen (Mäkelä ja Kolisoja, 2001) yhteydessä tehty mittaus ratapölkyn suhteellisesta liikkeestä syvälle pohjamaahan tehtyyn ankku-

rointiin nähden. Kuvasta nähdään, kuinka akseleiden välillä mitattu ratapölkyn siirtymä on suurimmillaan noin 0,1 mm nollatason yläpuolella, mikä ilmentää ratapölkyn hetkellistä nousua ja kontaktin katoamista tukikerrokseen. Edellisessä luvussa kuvatus mukaisesti ratapölkyn ja tukikerroksen kontakti saattaa hävitä välittömästi kiskoja alla pysyvämmin ratapölkyn välittämän kuormituksen epätasaisuuden seurauksena. Tällaisesta tilanteesta seuraava ratapölkyn toistuva iskeytyminen tukikerroksen rakeita vasten luonnollisesti lisää suuresti rakeisiin kohdistuvaa räsitusta.

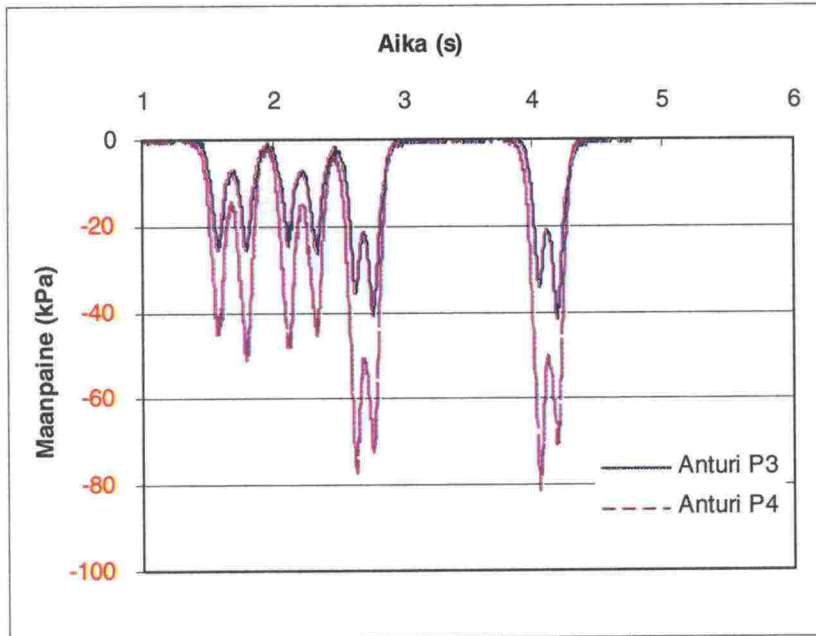


Kuva 2.10. Esimerkkijunan (veturin mitattu pyöräkuorma noin 110–120 kN ja vaunujen (9 kpl) noin 60–80 kN) aiheuttama ratapölkyn pystysuuntainen siirtymä syvälle pohjamaahan tehdyn ankkuroinnin suhteen mitattuna ratapölkyn eri kohdista (Mäkelä ja Kolisoja, 2001). Ratapölkyn irtaantuminen tukikerroksesta havaitaan positiivisena siirtymänä telien välillä.

Erityisen huomionarvoista ratapölkyn ja tukikerroksen kontaktin katoaminen on näytteenoton (Nurmikolu ja Kolisoja, 2001) yhteydessäkin kyseeseen tuleva tilanteissa, jossa ratarakenteen kuivatus on puutteellinen ja rakenne siten ratapölkyn alapintaan saakka vedellä kyllästynyt. Kontaktin puuttuminen saattaa johtaa tilanteeseen, jossa ratapölkystä välittyvä kuormitus kohdistuu ensimmäiseksi tyhjätilassa olevaan veteen, jonka seurauksena huokosveden kehittyä ylipainetta etenkin, jos materiaalin vedenläpäisevyys on heikentynyt. Huokosveden ylipaine pyrkii välittömästi tasoittumaan, jolloin toistuvat akselin ylitykset aikaansaavat mahdollisesti veden ja sen mukana kulkevan hienorakeisen aineksen muodostaman hiovan massan toistuvan, pumppauksenomaisen liikkeen rakennemateriaalin huokostilassa, mikä saattaa olla kiviaineksen hienonemiseen määräävästikin vaikuttava seikka. Kuvassa 2.10 esitettyä mittaushavaintoa tukevat GEOTRACK- (Selig ja Waters, 1994) ja BOEF-mallinnuksen (Skoglund, 2002) tulokset samoin kuin Pohjois-Amerikassa tehdyt mittaukset (Yoo ja Selig, 1979). Toisaalta Kouvolan rataosasta raportoidussa mittausesimerkissä (Kolisoja et al., 2000) vastaavaa ratapölkyn nousua ei ole havaittavissa.

Toinen mielenkiintoinen havainto liikenteestä radan rakennekerrokseen kohdistuvan kuormituksen arvioinnissa koskee kuormituksen palautumattomuutta peräkkäisten akselien välillä. Kuvassa 2.11 esitetystä Kouvolan rataosasta tehdystä mittaus-

esimerkistä (Kolisoja et al., 2000) on nähtävissä, kuinka tasolta kv-0,7 m mitattu pystysuuntainen jännitys palautuu telin yksittäisten akselien välillä vain vähän. Syvemmällä rakenteessa telin yksittäisten akselien aiheuttamat jännityspulssit yhdistyvät entisestään, sillä tasolta kv-1,3 m mitattuna pystyjännitys ei käytännöllisesti katsoen palaudu telin yksittäisten akselien välillä lainkaan. Ratarumpitutkimuksen (Mäkelä ja Kolisoja, 2001) yhteydessä tasolta kv-1,7 m tehdystä vastaavasta mittauksesta on nähtävissä, että pystyjännitys ei palaudu kokonaan edes junan eri vaunujen peräkkäisten telien välillä.

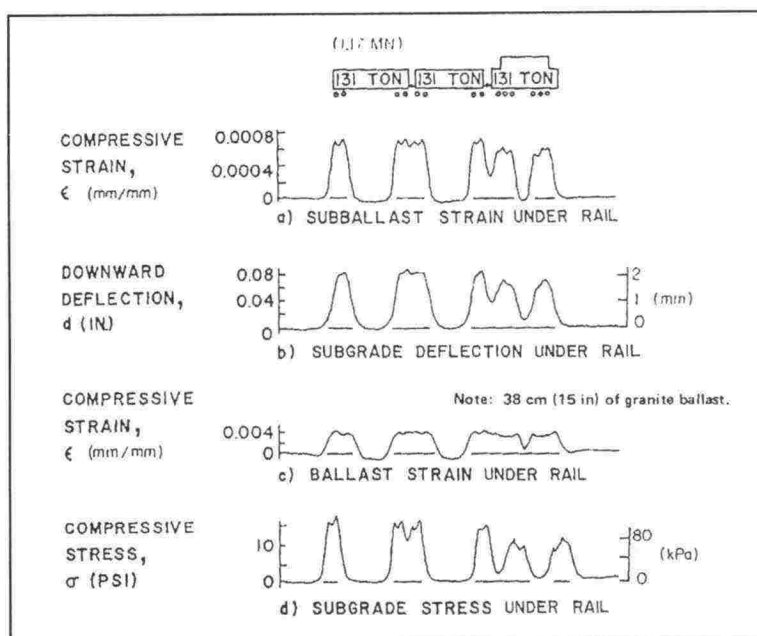


Kuva 2.11. Esimerkki Kouvolan ja Korian välisellä rataosalla mitatuista pystysuuntaisista jännityksistä tasolla Kv-0,7 m. Veturin neljästä akselista mitattu akselipaino oli 153–161 kN (aiheutti 4 vasemmanpuoleista jännityshuippua) ja vaunun neljästä akselista (2 teliä) mitattu akselipaino 240–256 kN (aiheutti 4 oikeanpuoleista jännityshuippua). Juna liikkui 50 km/h nimellisa nopeudella. (Kolisoja et al., 2000)

Kuvatulla jännityksen palautumattomuudella on suuri periaatteellinen merkitys, kun pohditaan ratarakennekerroksiin liikenteestä kohdistuvaa kumulatiivista kuormitusta. Koska yksittäisten akselien välillä jännitykset rakennekerroksissa palautuvat vain osittain tai eivät lainkaan, voidaan kärjistäen todeta, että osa junan akseleista ei kuormita radan rakennekerroksia, vaan ainoastaan pidentää aiemman akselin aiheuttaman kuormituspulssin kestoja. Koska kuormitus on kestoaltaan joka tapauksessa lyhytaikaista, keston merkitystä rakennemateriaalin käyttäytymiseen voidaan pitää vähäisenä. Näin ollen tietystä akselipainojen summana kuvatussa kumulatiivisesta liikennekuormituksesta tiettyyn rakennekerrokseen kohdistuvaa kumulatiivista kuormitusta ei voida laskea summaamalla yksittäisistä akseleista vastaavalle tasolle aiheutuvat kuormitukset, sillä osa akseleista ei aiheuta (ainakaan kokonaista) kuormituspulssia rakennekerrokseen. Tämä on erityisen tärkeää huomata, kun lasketaan kuinka suurta kumulatiivista liikennemäärää rakennemateriaaliin kohdistettu laboratoriokuormitus vastaa.

Edellä käsitelty havainto on nähtävissä myös muiden (Yoo ja Selig, 1979; Selig ja Waters, 1994) esittämistä mittaustuloksista (vrt. kuva 2.12). Pohjois-Amerikassa

laboratoriokuormituksen ja liikennemäärän yhteyttä tarkasteltaessa (Chrismer ja Selig, 1994) tehtiin mittauksiin ja mallinnuksiin perustuen yksinkertaistettu oletamus, jonka mukaan tukikerrosta sekä sen alla olevaa 'subballast'-kerrosta tarkasteltaessa kaksi akselia muodostaa yhden kuormituspulssin ja pohjamaasta puhuttaessa neljä akselia muodostavat yhden kuormituspulssin.

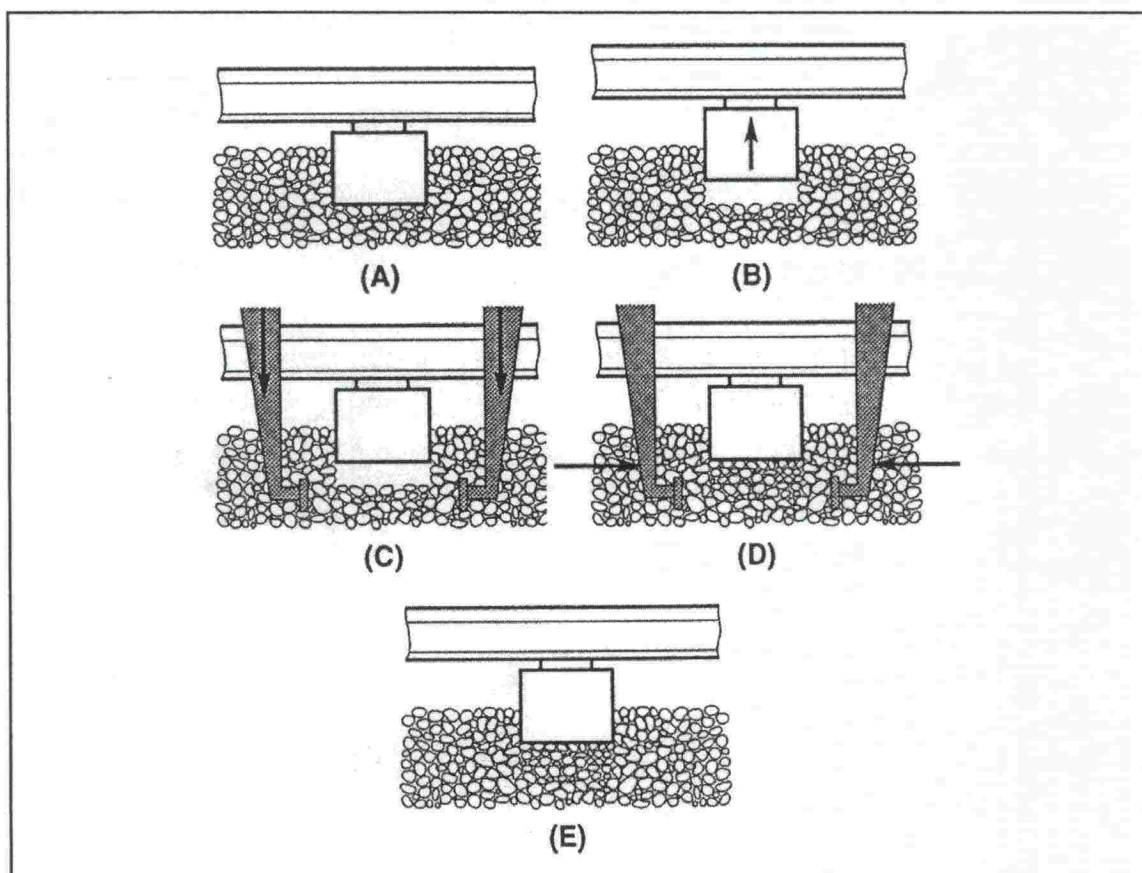


Kuva 2.12. Tyypilliseksi luonnehditut jännitys- ja siirtymämittaustulokset ratarakenteen eri osissa junakuorman alla. (Yoo ja Selig, 1979; Selig ja Waters, 1994)

2.3 Kalliomursketta hienontava käsittely ja kunnossapito

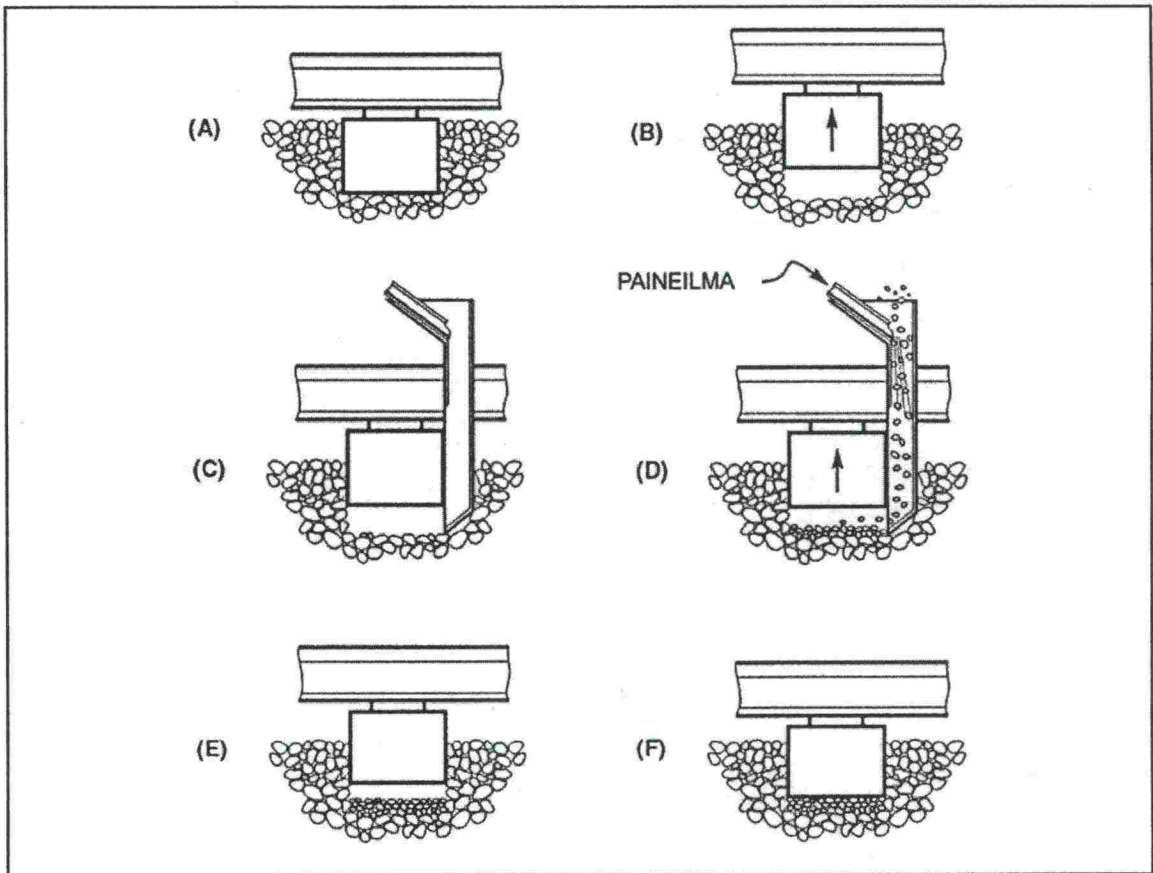
Kalliomurskemateriaaliin kohdistuu radan rakentamiseen liittyvien kuormauksen, kuljetuksen, asennuksen ja tiivistämisen yhteydessä huomattava rasitus, joka aiheuttaa materiaalin hienonemista jo ennen kuin materiaali alkaa toimia varsinaisena rakennekerroksena. Hienonemiselta välttyminen radan rakentamisen yhteydessä ei kuitenkaan ole käytännössä mahdollista, mistä syystä murskemateriaalin hienonemista arvioitaessa ja laatuvaatimuksia asetettaessa on syytä huomioida tämä liikenne- ja ympäristökuormituksesta riippumatta tapahtuva hienoneminen.

Radan kunnossapitomenetelmänä raidegeometrian tasoittamiseksi tehtävä tukeminen on tukikerroskiviaineksen hienonemista ajatellen erittäin huomattava tekijä. Tukemisessa raiteentukemiskoneen hakut iskeytyvät tukikerrokseen samanaikaisesti ratapölkyn molemmilta puolilta ja puristuvat toisiaan vasten työntäen raidesepeä ratapölkyn alle (ks. kuva 2.13), mikä luonnollisesti useita kertoja toistuessaan murskaa raidesepeä. Koska tukeminen myös löyhentää tukikerrosta (esim. Stewart et al., 1983), hienonemista aiheutuu lisäksi välillisesti tukemisen jälkeen rakeiden hankaantuessa ja murtuessa liikennekuorman aikaansaaman uudelleenjärjestäytymisen (tiivistymisen) yhteydessä. Mm. Chrismer (1998) ja Selig (2000) korostavatkin, että paikoittainen tukeminen on useitakin yksittäisiä ongelmakohtia sisältävällä radalla koko ongelmakohtien välisen osuuden tukemiseen verrattuna edullisempi vaihtoehto. Tarpeetonta tukemista tulisi ehdottomasti välttää.



Kuva 2.13. Tukemisen periaate. (Selig ja Waters, 1994)

Raidesepelille hellävaraisempaa raiteen aseman korjausmenetelmänä on Britanniassa jo vuosia käytössä ollut kunnossapitotarvetta vähentäväksi ja siten kustannustehokkaaksi todettu (McMichael, 1991; Johnson, 1983) 'stoneblowing'-menetelmä, jossa täydennyssepi työnnetään ratapölkyn alle paineilmalaitteiston avulla (ks. kuva 2.14). Tällöin vältetään myös jo olemassa olevan tukikerroksen löyhentämiseltä ja sen seurauksena tapahtuvasta raiteen nopeasta painumisesta välittömästi tukemisen jälkeen. Toisaalta täydennyssepin pienempi raekoko heikentää tukikerroksen toimintakykyä jatkossa (vrt. luku 3.2.1). Ratapölkyn alapuoliseen tukikerrokseen stoneblowing-menetelmässä muodostuvan kaksikerroksisuuden vaikutuksia radan toimintaan ovat selvittelleet Anderson ja Key (2000).



Kuva 2.14. Stoneblowing-menetelmän periaate. (Johnson, 1983; Anderson ja Key, 2000)

2.4 Kalliomursketta hienontava ympäristörasitus

2.4.1 Materiaalin sisältämän veden jäätymiseen liittyvä rasitus

Ratarakennemateriaaleihin kohdistuvat ympäristökuormitukset liittyvät pääosin veden läsnäoloon sekä lämpötilan muutoksiin tai niiden yhteisvaikutuksiin. Routa ja siihen liittyen ratarakenteen routimisen estäminen on ratarakenteen suunnittelussa yleisesti ottaen merkittävimmin huomioitava ympäristörasitus. Routimisen välttämiseksi rakennekerrosmateriaalien tulee olla routimattomia ja niiden paksuus riittävä estämään roudan tunkeutuminen routivaan pohjamaahan (esim. Nurmikolu ja Kolisoja, 2002). Erityisesti rakennemateriaalien hienonemista ajatellen routaan suoraan liittyvien ilmiöiden merkitys on kuitenkin vähäinen, joskin epätasaisten routanousujen seurauksena heikentyneen raidegeometrian korjaamiseksi tehtävässä tukemisessa aiheutetun hienonemisen perimmäiseksi syyksi voidaan tulkita routaan liittyvät ilmiöt. Radan rakennekerrosmateriaalien routimisherkkyttä käsitellään jäljempänä luvussa 4.

Myös pakkasrapautuminen on seurausta rakennemateriaalin jäätymisestä. Veden jäätyminen ja siitä seuraava laajenemispyrkimys yksittäisten rakeiden huokosissa aiheuttaa partikkeleihin jännityksiä, jotka useita kertoja toistuessaan voivat johtaa partikkelien lujuuden heikkenemiseen ja äärimmillään murtumisiin. Pakkasrapautumisessa huokosten sisältämän veden in situ -jäätymislaajeneman vaikutusta tehostaa routimisen kanssa analoginen ilmiö, joka perustuu adsorptio- ja kapillaarihuokosissa olevan veden kykyyn säilyä nestemäisenä alle 0 °C lämpötilassa. Suurempien huokosten sisältämän gravi-

taatioveden jäätyminen myötä yhtenäiseen huokostilaan aiheutuu jäätymiskeskukseen suuntautuva alipaine, joka pyrkii imemään pienempien huokosten seinämiin kiinnittyneitä sulana olevia vesimolekyylejä jäätymiskeskukseen. Mitä suurempi adsorptiohuokosten määrä on, sitä enemmän jäätymiskeskukseen mahdollisesti imeytyvää adsorptiovetä kiveen voi varastoitua ja sitä suuremmaksi jäätyispaine keskuksessa voi muodostua. Toisaalta adsorptioveden imeytyminen gravitaatiovetä sisältäviin huokosiin edellyttää, että adsorptio- ja gravitaatiovetä sisältävät huokokset yhdistäviä kapillaarihuokosia ja mikrorakoja on riittävästi. (Uusinoka ja Nieminen, 1988)

Pakkasrapautumisessa kiviaineksen mineraalikoostumus ei muutu, kivi hienonee puhtaasti mekaanisesti. Pakkasrapautumisen heikentämä kiviaines on edelleen alttiimpi liikennekuormituksen ja tukemisen aiheuttamalle hienonemiselle sekä ympäristön kanssa kosketuksiin pääsevän pinta-alan kasvun myötä myös kemialliselle rapautumiselle. Luonnollisesti pakkasrapautuminen on riippuvainen kiven lujuuden, huokoisuuden ja huokoskokojakautuman sekä vedenadsorptiokyvyn lisäksi veden läsnäolosta sekä jäätymis-sulamissykliä määräästä ja jäätyispaineen vaikutusajasta (Embleton ja King, 1975; Uusinoka ja Nieminen, 1986, 1988; Nieminen ja Jäniskangas, 1990). Lämpötilan muutokset sinälläänkin aiheuttavat mineraalien eri suuruisten lämpölaajenemiskertoimien vuoksi partikkeleihin jännityksiä, joiden vaikutusta voidaan kuitenkin ilmasto-oloissamme pitää veden jäätyispaineeseen verrattuna vähäisenä. Kalliomurskeen hienonemista pakkasrapautumisen vaikutuksesta käsitellään luvussa 5.2.

2.4.2 Kemiallinen toiminta

Kemiallisella rapautumisella tarkoitetaan kemiallisia reaktioita kiven, ilmakehän ja veden välillä, joiden lopputuloksena ovat kiven jäännäineet, rapautumistuotteet sekä kivistä liuenneita alkuaineita sisältävät liuokset. Näin ollen kemiallisen rapautumisen seurauksena kiven mineraalikoostumus muuttuu, toisin kuin pakkasrapautumisen tai liikennekuormituksen aiheuttamassa mekaanisessa hienonemisessa. Merkittävimmät kemiallisen rapautumiseen sisältyvät prosessit ovat liukeneminen, karbonaatio, hydraatio, hydrolyysi, fiksaatio, kelaatio, hapettuminen ja pelkistuminen. Jokainen kiviaines rapautuu kemiallisesti sille ominaisissa prosesseissa lähinnä ympäristönsä pH- ja happamuus-emäksisyys- sekä hapetus-pelkistysolosuhteista riippuen. Kuten pakkasrapautumisessakin vesi on oleellinen tekijä kaikissa kemialliseen rapautumiseen liittyvissä prosesseissa. Kemiallisen rapautumisen määrä riippuu kiven liuottamiseksi saatavissa olevasta vesimäärästä sekä kiven huokoisuuden, rakotiheyden ja veden pinnan aseman perusteella määräytyvistä virtausolosuhteista. (Uusinoka, 1976; Embleton ja Thornes, 1979; Uusinoka, 1983)

Melko yleinen käsitys mekaanisilta lujuusominaisuuksiltaan käyttökelpoisten kallio-perämme metamorfisten- ja magmakivilajien osalta on, että kemiallinen rapautuminen niissä on varsin vähäistä ja hidasta. Tämän käsityksen omaksuminen on varmasti helppoa, kun tarkastellaan peruskalliomme paljastumien rapautuneisuutta. Kemiallisen rapautumisen prosessit tapahtuvat kuitenkin ennen kaikkea kiviaineksen pinnalla (esim. Uusinoka, 1975, 1983) ja kemiallisen rapautumisen on siten todettu (Niini ja Uusinoka, 1978) riippuvan jopa mineralogialla merkittävämmän ympäristöön kosketuksissa olevasta pinta-alasta. Niinpä tilanne on murskatusta kalliokiviaineksesta puhuttaessa peruskallioon verrattuna monin verroin ankarampi, koska murskatussa aineksessa ominais-

pinta-ala ja siten rapautumistuotteiden muodostumisnopeus voi olla sopivissa olosuhteissa monikertainen suhteessa peruskallion pintaan. Lisäksi siirryttäessä kalliomurskeen käyttöön myös alusrakenteessa on huomioitava alusrakenteelta edellytetty 100 vuoden käyttöikä (Ratahallintokeskus, 2002).

Myös Fookes et al. (1988) korostavat rapautumiselle alttiina olevan pinta-alan merkitystä kiviaineksen kemiallisen rapautumisalttiuden arvioinnissa. Heidän mukaansa murskattujen kiviainesten kemiallinen rapautuminen saattaa olla joidenkin kymmenien vuosien ajanjaksolla merkittävää etenkin kosteassa ympäristössä. Asian merkittävyyttä pohdittaessa tulee muistaa kuormitusten yhteisvaikutus, sillä vähäinkin rakeiden heikentyminen kemiallisen toiminnan seurauksena edesauttaa kiviaineksen hienontumista liikennekuormituksen, tukemisen tai pakkasrapautumisen johdosta. Kemiallisen rapautumisen vaikutusta kalliomurskeen hienonemiseen käsitellään lähemmin luvussa 5.3.

2.4.3 Muut ympäristörasitukset

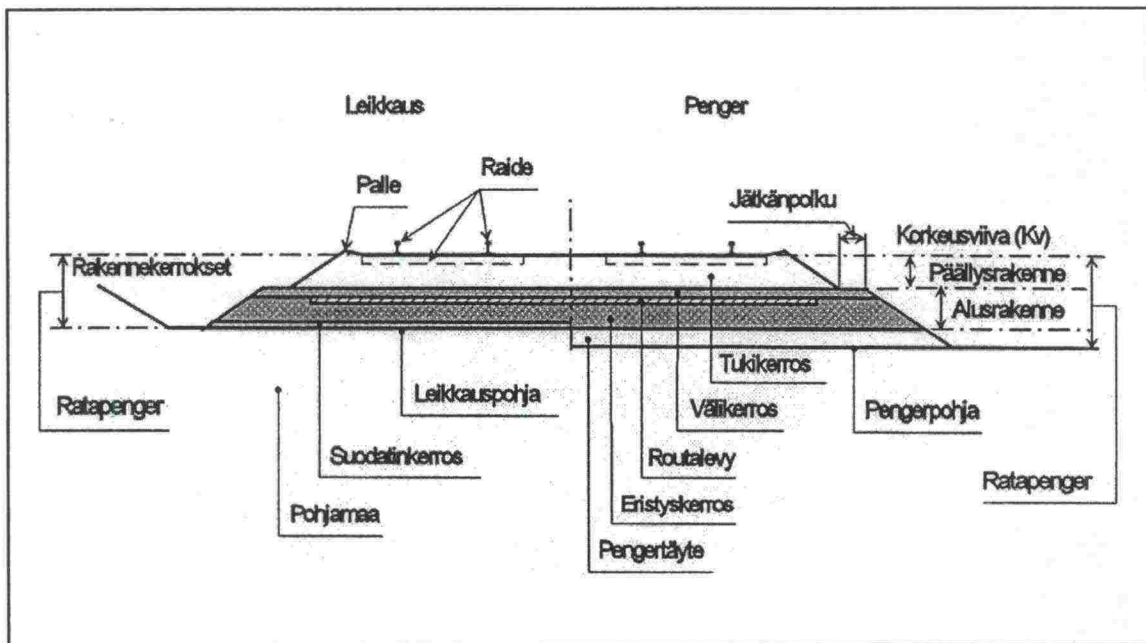
Edellä esitetystä on todettavissa, että vesi liittyy kalliomurskeen hienonemiseen monin eri vaikutusmekanismein. Osittain ympäristörasituksesta aiheutuvana tekijänä voidaan tarkastella myös täysin tai lähes täysin kyllästyneessä materiaalissa esiintyvää riskiä huokosveden ylipaineen kehittymiselle ja sen mahdollisia seurauksia kiviaineksen hienonemista ajatellen, joita käsiteltiin jo edellä luvussa 2.2.3.

Eräänlaisena ympäristökuormituksena voitaneen pitää myös tuulen kuljettaman sekä vaunuista putoavan aineksen sekoittumista tukikerrokseen, mikä hienorakeisen aineksen kyseessä ollen heikentää materiaalin toimintakykyä vastaavalla vaikutusmekanismilla kuin kiviaineksesta itsestään irtoava hienoaineskin. Vaunuista putoava aines saattaa muodostua hyvinkin merkittäväksi esimerkiksi runsaasti avovaunuhiilikuljetuksia välittävillä rataosilla.

3. KALLIOMURSKEEN KÄYTTÖ JA MATERIAALIVAATIMUKSET RATARAKENTEESSA

3.1 Kalliomurskeesta koostuvien radan rakennekerrosten tehtävät

Perinteisen ratarakenteen tukikerros koostuu kokonaisuudessaan karkearakeisesta murskatusta kalliokiviaineksesta, raidesepelistä. Väli- ja eristys- sekä mahdollisesta suodatinkerroksesta muodostuva (ks. kuva 3.1) radan alusrakenne on sen sijaan perinteisesti rakennettu hiekka- ja soravaroista, eikä Suomessa murskattua kalliokiviainesta ole toistaiseksi käytetty radan alusrakenteessa. Hiekka- ja soravarojen väheneminen sekä ympäristösyistä tapahtuva ainesten oton rajoittaminen on johtanut materiaalien kuljetusmatkojen pidentymiseen. Tulevaisuudessa ilmiön merkitys tulee korostumaan lisäten edelleen kuljetuskustannusten ohella materiaalien hankintakustannuksia. Toisaalta käynnistymässä olevat suuret ratarakennushankkeet luovat suuren materiaaltarpeen. Niinpä esimerkiksi rakenteilla olevien Kerava–Lahti-oikoradan ja Vuosaaren satamaradan alusrakennekerrokset rakennetaan miltei kokonaisuudessaan murskatusta kalliokiviaineksesta.



Kuva 3.1. Radan rakenneosien nimityksiä. (Ratahallintokeskus, 2002)

Tukikerroksen tärkeimmät tehtävät ovat:

- tukea raidetta pysty- ja vaakageometrian säilyttämiseksi
- jakaa ratapölkystä välittyvä liikennekuormitus alempien rakennekerrosten sallimalle tasolle.

Alusrakenteen tärkeimmät tehtävät ovat:

- tarjota kantava alusta tukikerrokselle
- estää ratarakenteen routiminen
- estää raidesepelin ja muiden rakennemateriaalien sekoittuminen (välikerros)
- estää eristyskerrosmateriaalin ja pohjamaan sekoittuminen (suodatinkerros).

Raiteen pystygeometrian säilyttäminen edellyttää, että sekä kuormituksen jälkeen palautuva että pysyvä muodonmuutos ratapenkereessä ei muodostu useita kertoja toistuvan kuormituksen jälkeenkään haitallisen suureksi. Ratarakenteessa vaikuttavilla suurilla jännitystasoilla materiaalin hienoneminen on luvussa 2.2.1 esitetyn ajatusmallin mukaisesti merkittävä muodonmuutoksiin vaikuttava tekijä. Yllä esitetyt tehtävät edellyttävät rakennemateriaalien ominaisuuksille asetettavissa vaatimuksissa huomioon otettavaksi hienonemisen ohella useita muita näkökohtia. Seuraavassa luvussa tarkastellaan kiviaineksen eri ominaisuuksien vaikutusta sen soveltuvuuteen radan rakennekerrosmateriaaliksi yleisellä tasolla sekä kiinnittäen erityistä huomiota materiaalin hienonemiseen vaikuttaviin ominaisuuksiin.

3.2 Rakennemateriaalien valinnassa huomioitavia näkökohtia

3.2.1 Raekoko

Palautuvien muodonmuutosten osalta raekokojakautumaltaan samanmuotoisessa kiviaineksessa maksimiraekoon suurentamisen on kokeellisesti todettu (mm. Thom, 1988; Cheung, 1994) vaikuttavan jäykkyyttä lisäävästi. Tällainen tulos on ymmärrettävä myös edellä luvussa 2.2.1 esitetyn partikkelitason tarkasteluihin perustuvan ajatusmallin nojalla (Kolisoja, 1997). Toisaalta etenkin tukikerroksen kimmoisen muodonmuutoksen osuus on yleensä joka tapauksessa melko vähäinen suhteessa junaliikenteen aiheuttamaan radan palautuvaan kokonaismuodonmuutokseen, jossa pohjamaan vaikutus on yleisessä tapauksessa määräävä. Tarkasteltaessa ratapenkereen toimintaa kokonaisuutena on kuitenkin huomattava, että penkereen tulisi joustaa junakuorman alla siinä määrin, että kuormituksen jakautuminen useamman ratapölkyn kesken on mahdollista (vrt. luku 2.2.2 ja kuva 2.9). Täysin joustamattomassa penkereessä kuormitus kohdistuu kokonaisuudessaan välittömästi pyörän alapuolella olevan ratapölkyn tukipinnalle.

Kuormituksia välittävän partikkeliketjun keskimääräisen raekoon suurentaminen kasvattaa partikkelin halkeamiseen vaadittavaa voimaa (esim. Kolisoja et al., 1999). Toisaalta raekoon kasvaessa partikkelien kontaktikohdat harvenevat ja kontaktipinnoilla vaikuttavat voimat siten kasvavat, mistä syystä kontaktipinnoilla paikallisesti tapahtuvan hioutumisen voidaan arvioida lisääntyvän. Rakeiden murtumisen vaikutus on sikäli kertautuva, että murtumisensa jälkeen kuormitusta välittämään joutuva partikkeli on pienemmän kokonsa vuoksi entistä alttiimpi murtumaan uudelleen.

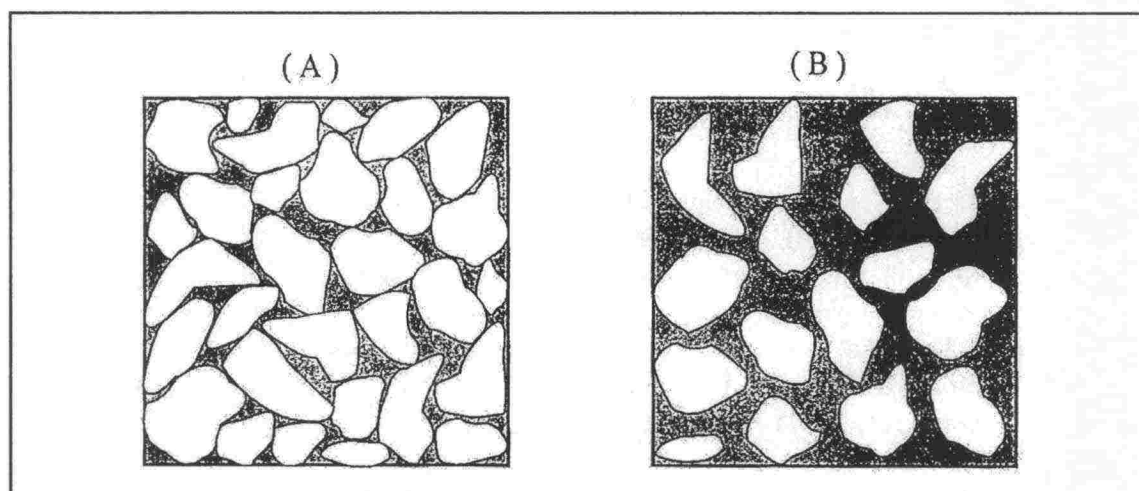
Näin ollen tarve materiaalin karkearakeisuuteen korostuu erityisesti ratapenkereen yläosissa, tukikerroksessa, missä rakeiden kontaktivoimat ja siten alttius rakeiden tai niiden särmien murtumiselle sekä muodonmuutosten synnylle ovat suurimmillaan. Toisaalta tukikerroksen osalta maksimiraekoko tulee rajata sellaiseksi, että raiteen tuenta ei hankaloidu. Raekoon kasvaessa tulee lisäksi etenkin tasarakeisessa materiaalissa huomioon otettavaksi lämmönsiirtymisen mahdollistuminen johtumisen ohella myös konvektiivisesti, mikä vaikuttaa routasuojauksen suunnitteluun (ks. luku 3.3).

Alusrakenteessa vallitsevilla pienemmillä jännitystasoilla on sen sijaan tarpeen muodonmuutosten kannalta hyväksyttävästi toimivan raekooltaan pienemmän materiaalin käyttö, jotta partikkelikontaktien lisääntyessä kuormitusta välittävien partikkeliketjujen määrä lisääntyy ja pohjamaahan kohdistuvat jännitykset jakautuvat

tasaisemmin. Alusrakenteen yläosassa, välikerroksessa, raekoon tulee olla sopiva estämään tukikerrosmateriaalin sekoittuminen muihin rakennekerroksiin. Vastaavasti alusrakenteen pohjalle mahdollisesti rakennettavan suodatinkerroksen raekoon tulee sijoittua sopivasti eristyskerros- ja pohjamaamateriaalin raekoon välille estääkseen rakennemateriaalien sekoittuminen pohjamaahan.

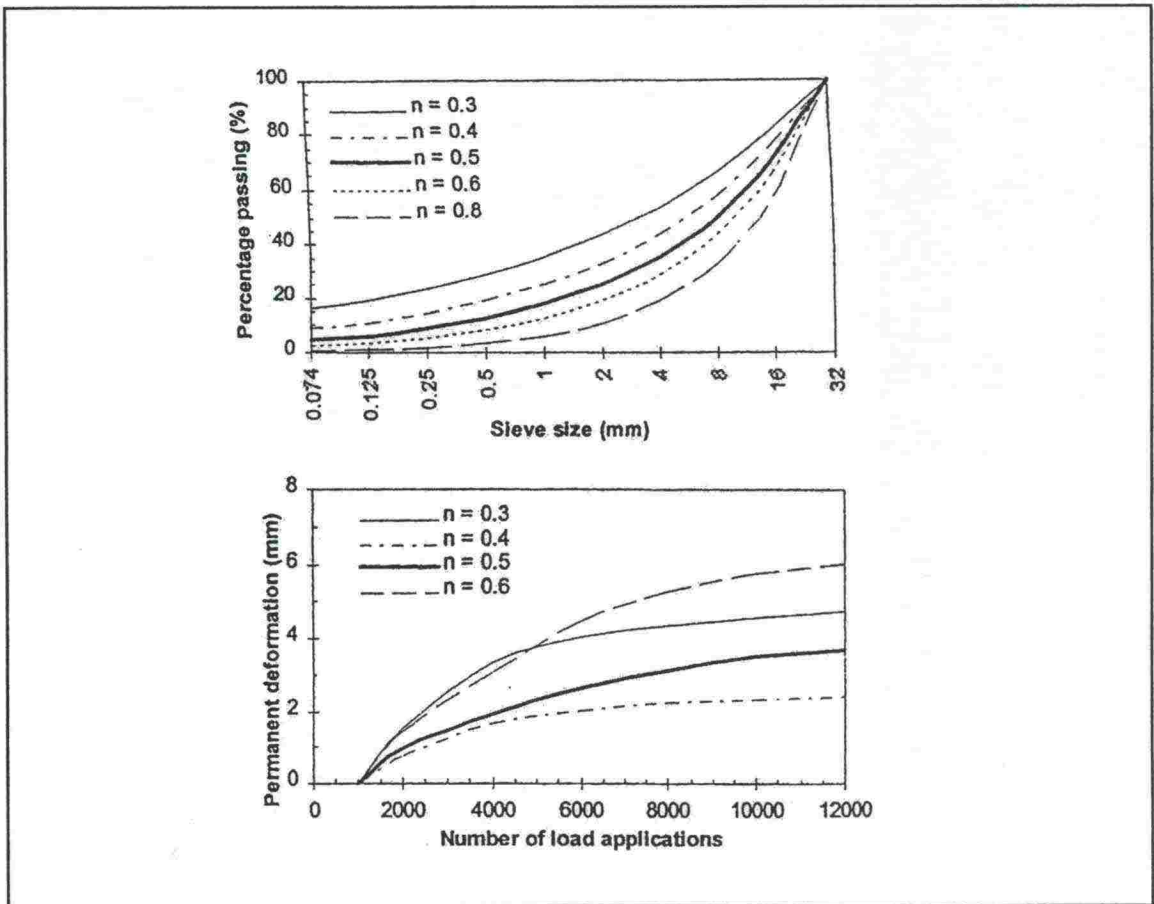
3.2.2 Hienoaineksen määrä ja laatu

Hienoaineksella on yleensä tarkoitettu raekokoa 0,06–0,075 mm pienempää ainesta. CEN-normeissa (EN 13242, EN 13450) hienoainekseksi määritellään kooltaan 0,063 mm seulan läpäisevä aines. Hienoaineksen vaikutusmekanismia karkearakeisen murskemateriaalin toimintaan voidaan havainnollistaa tarkastelemalla kuvassa 3.2 esitettyjä tilanteita. Vähäisillä hienoainespitoisuuksilla karkearakeiset partikkelit pääsevät kosketuksiin toistensa kanssa, jolloin kuormitus välittyy pääasiassa niiden muodostaman raerungon kautta (kuva 3.2.A). Hienoaineksen ja muiden pienikokoisten partikkelien määrän lisääntyessä siinä määrin, että ne eivät enää mahdu karkeampien rakeiden välisiin tyhjätiloihin (kuva 3.2.B), karkearakeisemmat partikkelit menettävät suoran keskinäisen kontaktinsa, jolloin materiaali toimii käytännössä hienorakeisen aineksen ominaisuuksien määräämänä (Kolisoja, 1997). Karkearakeisen materiaalin sisältämän hienoaineksen on todettu laboratoriokokeissa (esim. Han ja Selig, 1997; Belt et al., 1997; Lekarp, 1997) suurina määrinä esiintyessään lisäävän materiaalin palautumattomia muodonmuutoksia (ks. kuva 3.3).



Kuva 3.2. Hienoaineksen määrän periaatteellinen vaikutus karkearakeisen materiaalin käyttäytymiseen. (Kolisoja, 1997)

Toinen hienoaineksesta karkearakeisen materiaalin toiminnalle aiheutuva haitallinen vaikutus liittyy hienoaineksen laadusta riippuvaan kykyyn sitoa vettä materiaaliin. Runsaasti vettä sitova ja materiaalin vedenläpäisevyyttä heikentävä hienoaines saattaa luoda edellytykset huokosveden ylipaineen kehittymiselle kuormituksen alaisessa materiaalissa. Huokosveden ylipaine pienentää partikkelien välisiä tehokkaita jännityksiä ja siten edesauttaa muodonmuutosten kasvua kuormituksen alla. Huokosveden ylipaineen tasoittumispyrkimyksestä saattaa seurata myös vedestä ja hienoaineksesta koostuvan hiovan massan karkearakeista materiaalia kuluttava liike, joka muodostuu toistuvassa kuormituksessa pumppauksenomaiseksi.



Kuva 3.3. Raekokojakautuman muodon vaikutus materiaalin alttiuteen toistokuormituksessa syntyville pysyville muodonmuutoksille. (Belt et al., 1997)

Kolmas hienoainekseen liittyvä näkökohta on usein hienoainespitoisuuden perusteella arvioitu materiaalin routivuus. Radan rakennekerrosmateriaalien tulee olla routimattomia, joten materiaalin sisältämän tai siihen käytössä tapahtuvan hienonemisen myötä kerääntyvän hienoaineksen määrä ja laatu eivät saa luoda materiaaliin routimisedellytyksiä. Erityisen huomionarvoiseksi asian tekee alusrakennekerroksilta edellytetty sadan vuoden käyttöikä, jona aikana tapahtuvaa hienonemista on hankala arvioida, sekä tukikerrokseen verrattuna alusrakenteen uusimisen mahdottomuus liikennöidyllä rataosalla.

Edellä esitettyjen näkökohtien perusteella ratarakenteessa käytettävien kalliomurskeiden osalta edullista on mahdollisimman alhainen hienoainespitoisuus.

3.2.3 Raekokojakautuma

Raekokojakautuman muodon vaikutus murskemateriaalin toimintaan ratarakenteessa on monitahoinen ja monella tapaa määräävä. Tarkasteltaessa asiaa palautuvien muodonmuutosten osalta tasarakeisella materiaalilla karkeiden rakeiden suhteellinen osuus voidaan todeta vastaavan maksimiraekoon omaavaan sekarakeiseen materiaaliin nähden suuremmaksi, joten edellä raekoon vaikutusta käsiteltäessä esitetyn perusteella tasarakeisuuden lisääntyessä tietyn maksimiraekoon omaavan materiaalin palautuva muodonmuutos toistokuormituksessa jossain määrin pienenee. Tämä havainto on tehty myös laboratoriokuormituskokeissa (esim. Thom, 1988; ERRI, 1994).

Materiaalien valinnan kannalta tärkeämpänä voidaan pitää pysyviä muodonmuutoksia, joiden osalta tilanne on päinvastainen. Suhteistuneen materiaalin on nimittäin todettu (esim. Belt et al., 1997; Raymond ja Dyaljee, 1979b) vastustavan pysyviä muodonmuutoksia toistokuormituksessa tasarakeista materiaalia paremmin (vrt. kuva 3.3). Tämä selittyy suhteistuneen materiaalin paremmalla tiivistyvyydellä (esim. ERRI, 1994) kooltaan pienempien rakeiden sijoittuessa suurempien rakeiden väliseen huokostilaan. Mitä tiiviimpään tilaan materiaali on pakkautunut, sitä suurempi on yksittäisen partikkelin liikkeitä ja näin ollen pysyvien muodonmuutosten syntyä rajoittavien partikkelikontaktien määrä. Toisaalta tukikerrosta ajatellen tukeminen vaikeutuu tiiviyden lisääntyessä eli materiaalin suhteistuneisuuden myötä. Tukeminen saattaa muuttua tehottomaksi, kun tukemishakkujen sekoittama tukikerros tiivistyy tukemisen jälkeen liikenteen vaikutuksesta nopeasti uudelleen aiheuttaen jälleen tukemistarpeen. Etenkin jäykällä pohjamaalla tai kalliioleikkauksissa tukikerroksen voimakas tiivistyisyys saattaa johtaa myös ratapenkereen kimmoisuuden häviämiseen ja juna-kuormituksen kohdistumiseen kokonaisuudessaan yksittäisen ratapölkyn tukipinnalle.

Koko käyttöikää ajatellen raekokojakautuman valinnassa on huomioitava radan vaativassa kuormitusympäristössä joka tapauksessa jossain määrin tapahtuva kiviaineksen hienoneminen. Kuten edellisessä luvussa todettiin (vrt. kuva 3.2), tukikerros-materiaalissa kuormituksen välittyminen nimenomaan karkearakeisten partikkelien muodostamia partikkeliketjuja pitkin on muodonmuutosten sekä partikkelien murtumisen rajoittamisen kannalta ratkaisevaa. Tästä syystä tukikerros-materiaalin tulee omata riittävästi huokostilaa, jotta syntyvä hienorakeinen aines voi valua ja varastoitua tukikerroksen pohjalle säilyttäen samalla suurimpia rasituksia kohtaavan tukikerroksen yläosan partikkelikontaktit karkeiden rakeiden välisinä. Jäljellä olevaa huokostilaa on käytetty myös tukikerroksen kestojän arviointiin olettamalla tukikerroksen toimivuuden säilyvän riittävänä niin kauan kuin karkeat rakeet muodostavat rakenteen rungon (Clifton et al., 1987; Klassen et al., 1987, vrt. luku 5.7). Riittävä huokostila on edellytys myös kuivatuksen toimivuudelle.

Huokostilavaatimus lienee päätekijä nykykäytännön mukaiseksi muotoutuneessa tasarakeisen materiaalin käytössä tukikerroksessa. Tasarakeisuudella voidaan kärjistettynä katsoa varauduttavan raideseppelin hienonemiseen pysyvien muodonmuutosten lisääntymisen kustannuksella käyttöiän alussa. Tasarakeisessa karkearakeisessa materiaalissa tulee kuitenkin huomioida konvektiivisen lämmönsiirron mahdollinen vaikutus rata-rakenteen routaantumista edistävänä tekijänä (ks. luku 3.3).

Alempana ratapenkereessä jännitysten ollessa pienempiä tilanne ei ole hienonemisen osalta yhtä kriittinen ja siten on mahdollista valita pysyvien muodonmuutosten syntyä tehokkaammin vastustava sekarakeisempi materiaali. Tällöin on oltava varmuus materiaalin riittävästä hienonemisen vastustuskyvystä koko käyttöikä huomioiden.

3.2.4 Kiviainespartikkelien fysikaaliset ominaisuudet

Kuten edellisissä materiaalin rakeisuutta käsittelevissä luvuissa todettiin, murskepartikkelien hienoneminen lisää materiaalin muodonmuutoksia sekä suoraan rakeiden murtumista seuraavan uudelleenjärjestäytymisen myötä että välillisesti hienontuneen ainekseen ollessa alttiimpi hienontumaan kuormitusten johdosta edelleen. Täten murskemateriaalin tulisi olla fysikaalisilta ominaisuuksiltaan mahdollisimman hyvin

hienonemista vastustavaa. On selvää, että materiaalin iskevän (sitkeys) ja hiovan (kovuus) kulutuksen kestävyys, kuten myös niin mekaaninen kuin kemiallinen rapautumiskestävyys, tulisi olla hyvä. Koska partikkelin murtumisen kannalta nimenomaan sen pienin dimensio on määräävä, raemuodon vaikutuksen osalta on ilmeistä, että katkeamiselle alttiimpia ovat muodoltaan litteät ja puikkoiset rakeet. Vastaavasti terävsärmäiset partikkelit ovat alttiimpia rakeen kulmien pyöristymiselle. (esim. Raymond, 1985b; Chrismer, 1985; Selig ja Waters, 1994; Han, 1998)

Partikkelien raemuodon osalta on huomioitava materiaalin lukkiutumista edistävän raemuodon edullisuus materiaalin muodonmuutuskäyttäytymisen kannalta (vrt. kappale 2.2.1). Lukkiutumista edistäviksi tekijöiksi on helposti mielletävissä partikkelien kulmikas, terävsärmäinen ja jossain määrin pitkulainen tai litteä raemuoto, mitkä tekijät toisaalta edellä esitetyn perusteella altistavat partikkelit katkeamisille ja särmien pyöristymiselle, sekä rakeiden pinnan karheus. Nämä ominaisuudet ovat yleisesti ottaen murskemateriaaleilla korostuneempia luonnonmateriaaleihin verrattuna. Rakeiden pinnan karheuden osalta on huomattava, että partikkelikontaktit ovat lähinnä piste-mäisiä, jolloin partikkelikontakteissa vaikuttavaa kitkaa ajatellen rakeiden pinnan makrokarkeutta tärkeämpänä tekijänä voidaan pitää rakeiden mikrokarkeutta, lähinnä partikkelin muodostavien mineraalien pinnan karkeutta. (esim. Selig ja Roner, 1987; Chrismer, 1985; Selig ja Waters, 1994; Han, 1998; Raymond, 1985b)

Hienonemisen määrän ohella tulee huomioida myös kiviaineksesta irtoavan hienoaineksen laatu, jonka suhteen edullisia ominaisuuksia ovat hienoaineksen hyvä vedenläpäisevyys ja heikko vedensitomiskyky, jolloin edellytykset veden varastoitumiselle sekä huokosveden ylipaineen kehittymiselle materiaalissa ovat huonot (vrt. luku 3.2.2).

3.3 Erityisnäkökohdat kalliomurskerakenteen routamitoituksessa

3.3.1 Tausta

Aiemmassa tutkimuksessa (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) käsiteltiin ratarakenteen routasuojauksen suunnittelua yleisellä tasolla sekä routamitoitusta luonnonmateriaaleista rakennetun alusrakenteen osalta, jolloin ratarakenteen routaantuessa tapahtuva lämmönsiirtyminen oletettiin verrannolliseksi materiaalin lämmönjohtavuuteen. Selvityksen yhteydessä kävi kuitenkin ilmi, että karkearakeisessa, runsaasti huokostilaa sisältävässä materiaalissa konvektiivinen lämmönsiirtyminen saattaa olla huomattava, joissakin tapauksissa jopa johtumista merkittävämpi tekijä rakennekerrosten routaautumisessa. Niinpä siirryttäessä kalliomurskeen käyttöön myös alusrakenteessa on tärkeää selvittää tarkemmin konvektiivisen lämmönsiirtymisen toteutumisedellytyksiä ja merkittävyyttä radan rakennekerroksissa käytettäväksi soveltuvissa kalliomurskeissa. Samassa yhteydessä on syytä tarkistaa luonnonmateriaaleille käytetyn routamitoitusmenetelmän soveltuvuus kalliomurskemateriaaleille sekä tarkastella mitoituksessa vaadittuja kalliomurskealusrakenteen parametriarvoja, lämmönjohtavuutta, tiheyttä ja vesipitoisuutta.

3.3.2 Lämmönsiirtymismuodot

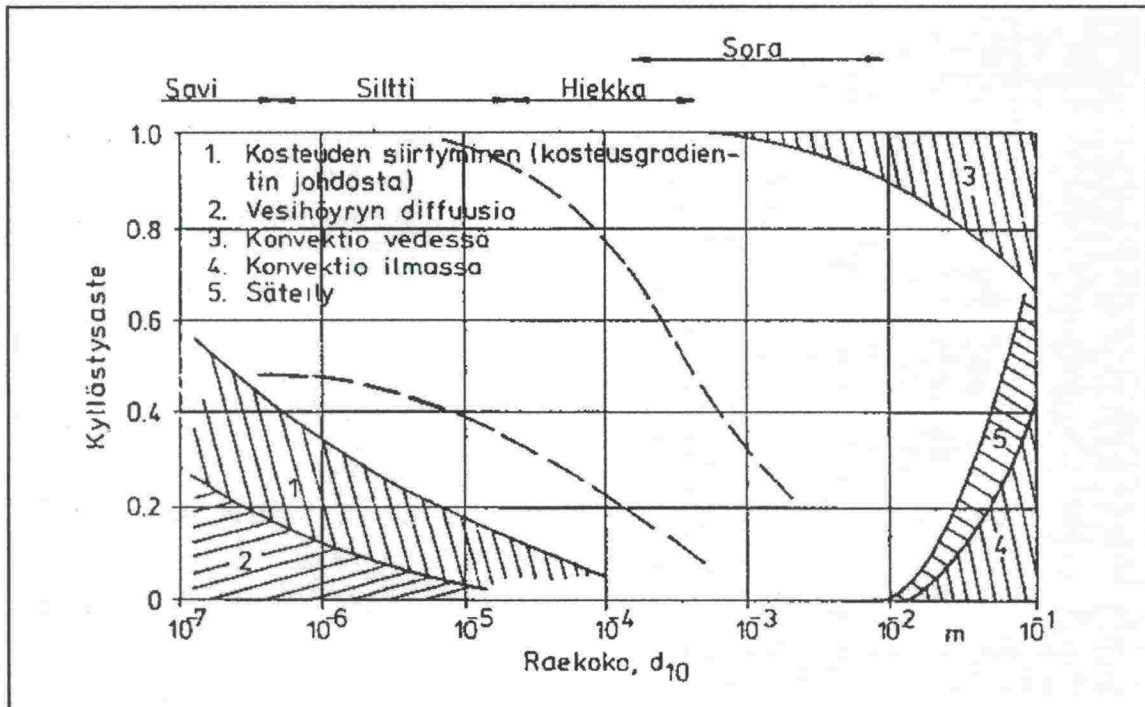
Maamateriaaleissa tapahtuvaa lämmönsiirtymistä tarkastellaan usein pelkästään lämmönjohtumisena, joka on seurausta materiaalissa vallitsevien lämpötilaerojen tasoittumis-

pyrkimyksestä. Johtumalla tapahtuvan lämmön siirtymisen arviointi perustuu Fourierin yhtälöön, jonka mukaan lämpövuoto alenevan lämpötilan suuntaan on yhtälön 3-1 mukaisesti verrannollinen vallitsevaan lämpötilagradienttiin, missä verrannollisuuskertoimena on materiaalin lämmönjohtavuus.

$$q = \lambda \cdot \frac{dT}{dz} \quad , \text{ missä} \quad (3-1)$$

- q = lämpövuoto alenevan lämpötilan suuntaan, W/m^2
 λ = lämmönjohtavuus lämpövuon suunnassa, W/mK
 dT/dz = lämpötilagradientti lämpövuon suunnassa, K/m

Johansen (1975) on väitöskirjassaan esittänyt johtumisen ohella muiden lämmönsiirtymismuotojen merkityksen arvioimiseksi materiaalin hallitsevan raekoon (d_{10}) ja kyllästysasteen suhteen kuvan 3.4 mukaisesti alueet, joilla johtumisen lisäksi muilla lämmönsiirtymismuodoilla on merkitystä. Olemassa olevien rakeisuusvaatimusten (Ratahallintokeskus, 1999) mukaan alusrakennemurskeen hallitseva rae koko tulee olla noin 2,5–11 mm ja raidesepelin (Ratahallintokeskus, 2001) noin 35 mm (ks. luku 3.4 ja 3.5). Näin ollen kuvan 3.4 perusteella ratarakenteen karkearakeisissa murskemateriaaleissa johtumisen ohella merkitystä omaavia lämmönsiirtymismuotoja saattavat olla huokosilmassa tai -vedessä tapahtuva konvektio sekä lämpösäteily.



Kuva 3.4. Johtumisen ohella muiden mahdollisten lämmönsiirtymismuotojen arviointi materiaalin hallitsevan raekoon (d_{10}) ja kyllästysasteen perusteella. Katkoviivat kuvaavat luonnollisten maalajien aluetta. (Johansen, 1975)

Lämpösäteilyn merkitys korostuu huokostilan, lämpötilan ja raekoon kasvaessa. Johansenin (1975) tekemien teoreettisten laskelmien mukaan ortonrombisesti järjestäytyneessä (huokoisuus $n = 0,395$), halkaisijaltaan 20 mm partikkelijoukossa säteilyn osuus lämmön siirtymisestä on kyseeseen tulevilla lämpötiloilla alle 10 % lämmönjohtumisesta. Vastaavasti 10 mm partikkelikoolla säteilynä siirtyvän lämmön osuus on alle 5 % lämmönjohtumisesta. Toisaalta lämpösäteily sisältyy lähes poikkeuksetta maamateriaaleista määritettyihin lämmönjohtavuusarvoihin, jolloin yhtälön 3-1 mukaisesti verrannollisuuskertoimesta tulisikin puhua mieluummin näennäisenä tai tehokkaan lämmönjohtavuutena. ***Johtumalla tapahtuvaan lämmönsiirtymismalliin ei lämpösäteilyn huomioimiseksi siten ole ratarakenteen routaantumistarkasteluissa aiheita tehdä muutoksia, kunhan säteilyn vaikutus sisältyy tarkasteluissa käytettyyn materiaalin näennäisen lämmönjohtavuuden arvoon.***

Konvektiivinen lämmönsiirtyminen perustuu kahteen mekanismiin: välittävän aineen liikkeen mukana tapahtuvaan energian kulkeutumiseen (advektio, konvektio) ja molekyylien satunnaisen liikkeen johdosta tapahtuvaan energian siirtymiseen (dispersio) (Newman ja Lam, 2000). Konvektiona tapahtuva lämmönsiirtyminen voidaan jakaa pakotettuun (forced) ja luontaiseen (natural, free) konvektioon, joita tarkastellaan lähemmin seuraavissa luvuissa.

3.3.3 Pakotettu konvektio

Pakotetussa konvektiossa lämmönsiirtymistä tapahtuu ulkoisten voimien vaikutuksesta virtaavan aineen mukana kulkeutumalla sekä virtaavien molekyylien satunnaisen liikkeen johdosta. Ratarakenteen routaantumiseen sovelletussa tarkastelussa voidaan eritellä toisistaan riippumattomia mahdollisesti routaantumiseen vaikuttavia pakotettuja konvektioprosesseja. Ensinnäkin pakotettua konvektiota voi esiintyä lämmön siirtymisenä rakenteessa veden liikkeiden, kuten sadeveden painovoimaisen valumisen, pohjaveden virtausten tai routimisen yhteydessä tapahtuvan veden imeytymisen vaikutuksesta, joista jälkimmäisintä ei suunnitellun mukaisesti toimivassa ratarakenteessa esiinny. Toiseksi tuulen aiheuttamalla huokostilan ja ympäristön ilman sekoittumisella saattaa olla vaikutusta lämmönvaihtoon rakenteen pinnassa, koska pinta on suojaamaton ja avoin.

Konvektio sade- ja sulamisvesien suotautumisessa

Karkearakeisille, suuren huokoisuuden omaaville maamateriaaleille tehtyjä kokeellisia tarkasteluja veden liikkeiden mukana tapahtuvasta konvektiivisesta lämmönsiirtymisestä ei kirjallisuudessa havaittu. Kane et al. (2001) tarkastelivat sen sijaan sateen ja lumen sulamisen aiheuttaman suotovirtauksen vaikutusta lämmön siirtymisessä luonnollisissa mineraalimaalajeissa sekä niitä suuremman huokoisuuden ja paremman läpäisevyyden omaavassa orgaanisessa maan pintakerroksessa. Orgaanisessa pintakerroksessa konvektiivisen ja johtumalla tapahtuvan lämmönsiirtymisen suhdetta kuvaava kaavan 3-2 mukainen Pecletin luku arvioitiin sadeveden imeytymisen yhteydessä olevan jopa noin 2,5 ja lumen sulamisveden imeytymisen yhteydessä noin 0,25. Luvut ovat noin kaksinkertaiset verrattuna mineraaliselle maalajille tehdyn esimerkkitarkastelun tuloksiin. Pecletin luku ei huomioi suotautuvan veden jäätyislämmön vaikutusta, mistä syystä vaikutus lämmönsiirtymisessä on suotautuvan veden myöhemmin jäätyessä huomattavasti Pecletin luvun osoittamaa suurempi.

Toisaalta on kuitenkin syytä huomata, että sade- ja sulamisveden suotautuminen on kausittaista ollen suurimmillaan syksyn sateiden ja kevään sulamisen aikoihin. Näinä aikoina sulamis- ja sadeveden suotautumisen vaikutus maan lämpötiloihin raportoidaan todetuksi merkittäväksi myös eri tasoilla tehdyin mallinnuksin (Lunardini, 1998) ja mittauksin (Goering, 1998).

$$Pe = \frac{\rho \cdot c \cdot v_f \cdot l \cdot r}{k_m}, \text{ missä} \quad (3-2)$$

- Pe = Pecletin luku, konvektiivisen ja johtumalla tapahtuvan lämmön-siirtymisen suhde [-]
 ρ = veden tiheys, $[kg/m^3]$
 c = veden ominaislämpökapasiteetti, $[Wh/kgK]$
 v_f = veden virtausnopeus, $[m/h]$
 l = matka (kerrospaksuus), jonka läpi lämmönsiirtoa tapahtuu, $[m]$
 r = konvektio- ja johtumisprosessien mittakaavaerosta riippuva kerroin (normaalissa vertikaalisessa suotovirtauksessa = 1), [-]
 k_m = maamateriaalin lämmönjohtavuus, $[W/mK]$

Ratapenkereen routaantumista ajatellen sade- ja sulamisvesien suotautumisen mahdolliset vaikutukset ovat vuodenajasta riippuen erilaiset. Kesän lämpimät sateet saattavat nostaa lämpötilaa avonaisen huokostilan omaavassa ratapenkereessä nopeasti. Routaantumista ajatellen merkittävämpi vaikutus lienee kuitenkin syksyllä satavan kylmän veden suotautumisella, jonka seurauksena lämpötila penkereessä saattaa laskea juuri ennen pakkaskauden alkua nopeasti. Toisaalta talvikaudella leudoilla alueilla, joilla tukikerroksen pinnalle sataneen lumen sulaminen pakkaskauden aikana on mahdollista, sulamisveden suotautuminen lämmittää rakennetta veden ominaislämpökapasiteetin lisäksi ennen kaikkea myöhemmin jäätymisessä vapautuvan latenttilämmön ansiosta. Keväällä lumen sulaminen ja siten veden suotautuminen on luonnollisesti nopeampaa, mutta pakkaskauden päätyttyä sillä ei ole enää rakenteen routaantumisen kannalta merkitystä – rakenteen sulamista se luonnollisesti nopeuttaa.

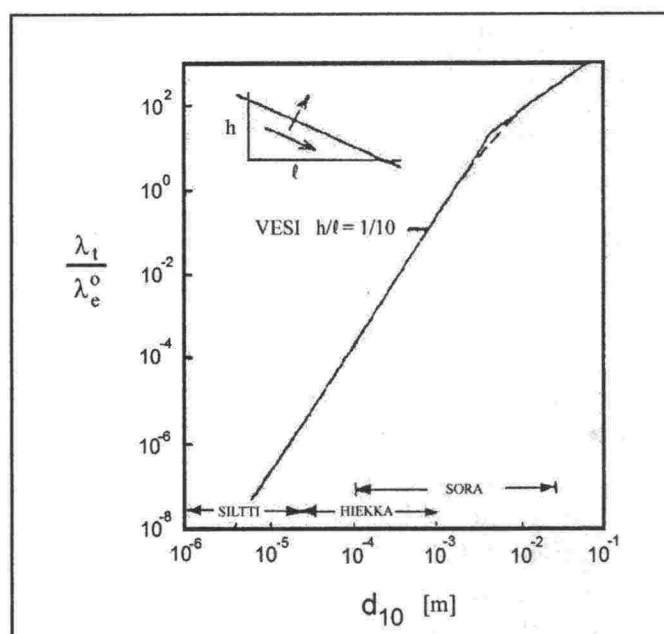
Ratarakenteen routaantumista ajatellen sade- ja sulamisveden vaikutuksen arviointi kvantitatiivisesti on käytettävissä olevan tiedon perusteella vaikeaa. Ratarakenteen routamitoituksessa käytetyn (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) Watzingerin–Beskowin-menetelmän parametreista syyssateiden suotautumisella on vaikutusta rakenteessa pakkaskauden alussa oletettuun lämpötilaan. Tehdyissä herkkyystarkasteluissa (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) em. lämpötilan vaikutus laskennalliseen roudan syvyyteen todettiin kuitenkin vähäiseksi, sillä 10 % muutos laskennassa käytettyyn lämpötilaan aiheutti alle 1 % muutoksen roudan syvyyteen. Talvikaudella tapahtuvan suotautumisen vaikutuksen osalta alimitoitus on Watzingerin–Beskowin-menetelmän mukaisessa laskennassa estettävissä asettamalla materiaalien vesipitoisuuksien ja lämmönjohtavuuksien arvot mitoittavaa tapausta vastaaviksi.

Veden virtauksen aiheuttama dispersio

Veden horisontaalisuuntaisen virtauksen aiheuttamalla konvektiolla (ks. alue 3 kuvassa 3.4) saattaa ratarakenteessa olla merkitystä silloin, kun pohjaveden pinta ulottuu radan rakennekerrokseen. Kane et al. (2001) totesivat horisontaalisuunnassa tapahtuvan virtauksen mukana kulkeutuvan konvektiivisen lämmönsiirtymisen vaikutuksen (Pecletin luku) vähäiseksi niin mineraalimaalajeissa kuin orgaanisessa pintakerroksessa. Myös Lunardini (1998) totesi numeerisissa tarkasteluissaan horisontaalisuunnassa tapahtuvan virtauksen vaikutuksen vähäisemmäksi verrattuna samalla virtausnopeudella tapahtuvaan vertikaalisuuntaiseen virtaukseen.

Alhaisellakin virtausnopeudella veden virtaus, sekä horisontaalinen että vertikaalinen, saattaa kuitenkin aiheuttaa lämmönsiirtymistä virtauksen sekoittaessa turbulenttisesti huokostilassa eri lämpötilassa olevaa vettä, jolloin puhutaan turbulentista diffuusiosta tai dispersiosta. Turbulentin diffuusion merkitys luonnollisesti lisääntyy virtausnopeuden kasvaessa, mistä syystä horisontaalivirtauksen aiheuttaman konvektion merkittävyyteen vaikuttaa hydraulisen gradientin ohella oleellisesti materiaalin läpäisevyys. (Johansen, 1975)

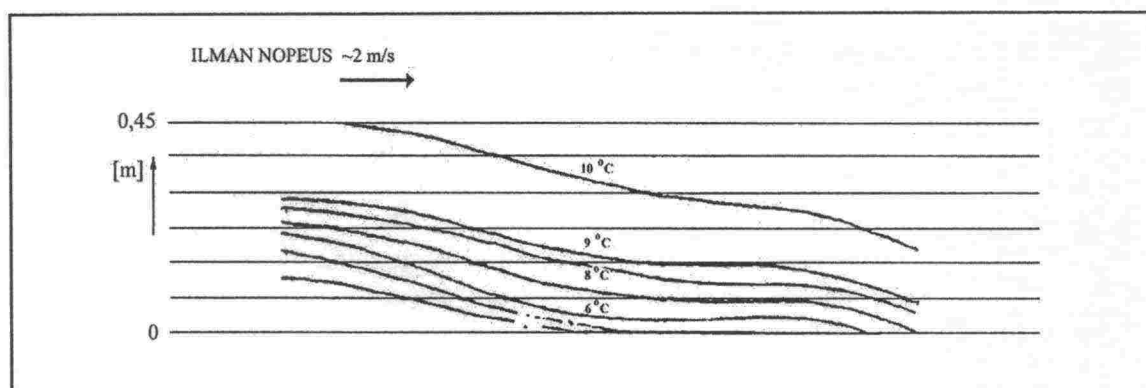
Johansenin (1975) teoreettisten laskelmien mukaan kooltaan karkeaa hiekkaa vastaavilla partikkeleilla dispersion vaikutus saattaa lisätä materiaalin tehokasta lämmönjohtavuutta noin 20 % hydraulisen gradientin ollessa 1/10. Tätä karkeammilla materiaaleilla, kuten radan rakennemateriaaleilla, dispersio saattaa olla lämmönjohtumista merkittävämpi tekijä (ks. kuva 3.5). Toisaalta karkearakeisten materiaalien hyvän vedenläpäisevyyden ansiosta pohjaveden virtauksen esiintyminen radan rakennekerroksissa ylipäättään edellyttäneen rakenteen kuivatuksen puutteellisuutta.



Kuva 3.5. Virtaavan veden aiheuttaman turbulentin sekoittumisen (dispersion) vaikutus lämmönsiirtymisessä materiaalin hallitsevan raekoon d_{10} suhteen Johansenin (1975) teoreettisten laskelmien mukaan hydraulisen gradientin (h/l) ollessa 1/10. λ_t = dispersion aiheuttama lisä materiaalin näennäiseen lämmönjohtavuuteen, λ_e = materiaalin lämmönjohtavuus ilman dispersiota.

Tuulen aiheuttama konvektio

Johansen (1975) tarkasteli raekooltaan 20–80 mm kalliomurskekerroksen pinnalle $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ lämpötilassa järjestetyn voimakkuudeltaan 2 m/s ilmavirtauksen vaikutusta paksuudeltaan noin 50 cm murskekerroksen lämpötilaan. Lämpötila murskekerroksen pohjalla pidettiin välillä $2\text{--}4\text{ }^{\circ}\text{C}$. Kuvassa 3.6 nähdään murskeen keskilinjalla mitatut lämpötilaprofiilit, joista havaitaan, että $9\text{ }^{\circ}\text{C}$ isotermi ulottuu alimmillaan hyvin lähelle viilennettyä materiaalin pohjaa. Täten jo 2 m/s virtauksen vaikutus lämpötilaan tarkastellussa materiaalissa on erittäin huomattava. Keskimääräinen kokeessa mitattu tehokas lämmönjohtavuus oli $1,46\text{ W/mK}$, joka on yli kolminkertainen materiaalin lämmönjohtavuuteen ($0,45\text{ W/mK}$) nähden.



Kuva 3.6. Raekooltaan 20–80 mm kalliomurskekerroksen pinnalle $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ lämpötilassa järjestetyn voimakkuudeltaan 2 m/s ilmavirtauksen vaikutus pohjastaan $2\text{--}4\text{ }^{\circ}\text{C}$ lämpötilassa pidetyn murskekerroksen lämpötilaan. Murskekerroksen sivut oli suojattu ja ilmavirtauksen suunta oli kuvassa vasemmalta oikealle. Johansen (1975)

Koska murske oli Johansenin (1975) kokeessa asennettu sivuiltaan lämpöeristettyyn laatikkoon, jonka pinnalla ilmavirtaus vaikutti, ratarakenne on tuulen aiheuttamalle konvektiolle vielä sikäli alttiimpi, että myös penkereen reunasivut ovat alttiina tuulen vaikutukselle. Toisaalta todellisessa tilanteessa lumikerros radan pinnalla ja luiskissa pienentää mitä ilmeisimmin määräävästi tuulen vaikutusta. Ajatuksen kanssa risti-riidassa on tarkemmin seuraavassa luvussa käsitelty Goeringin (1998) lämpötilamittaukset koepenkereessä, joissa penkereen luiskaosissa havaittiin johtumisella tai luontaisella konvektiolla selittymättömän kylmiä arvoja vaikka luiskan päällä oli paksukin lumikerros (ks. kuva 3.9A). **Johansenin (1975) tuloksen perusteella voidaan joka tapauksessa todeta, että ainakin syyskaudella ja lumettomana talvikautena vaikuttaa varsin todennäköiseltä, että tuulen aiheuttamalla konvektiolla on huomattavaa merkitystä rakenteen lämpötilaan ja siten routaantumiseen.**

Muita karkearakeisen materiaalin tuulettumista tarkastelevia tutkimuksia ei kirjallisuudessa havaittu. Kane et al. (2001) totesivat, että tuulen aiheuttaman lämmönsiirtymisen huomioitava vaikutus ulottuu orgaanisessa pintakerroksessa korkeintaan pinnan karkeutta (epätasaisuutta) vastaavalle syvyydelle. Lunardinin (1982) esittämässä laskentamallissa maan routaantumistarkastelu perustetaan ilman lämpötilaan sekä maan pinnassa tapahtuvaan konvektiiviseen lämmönsiirtymiseen, mikä poikkeaa tavanomaisista tarkasteluista, joissa maan pintalämpötila on sidottu suoraan ilman lämpötilaan. Maan pinnassa tapahtuvan konvektiivisen lämmönsiirtymisen Lunardini esittää

määritettävän pinnan karkeuden (epätasaisuuden), tuulen nopeuden ja ilmakehän stabiilisuuden perusteella.

3.3.4 Luontainen konvektio

Luontainen konvektio fysikaalisesti

Luontaisella konvektiolla tarkoitetaan huokostilan väliaineessa (ilmassa tai vedessä) epästabiiliksi muodostuneen lämpötilakerrostumisen aiheuttamaa painovoimaista väliaineen ja sen mukana kulkeutuvan lämmön siirtymistä. Luontainen konvektio on siten mahdollinen ainoastaan silloin, kun lämpötilagradientti suuntautuu ylöspäin eli käytännössä talviaikaan. Koska ilman tiheys pienenee lämpötilan kasvaessa, alempana rakenteessa ollessaan lämmin ilma pyrkii kohoamaan materiaalin huokostilassa ylöspäin ja ylempänä oleva raskaampi kylmä ilma vastaavasti painumaan alaspäin. Ennen kuin konvektiota voi tapahtua, tiheyserosta (lämpötilaerosta) riippuvan nosteen tulee ylittää materiaalin läpäisevyydestä ja väliaineen ominaisuuksista riippuva viskoosien voimien liikettä vastustava vaikutus.

Luontaisen konvektion vaikutus on maahan kesäaikaan varastoituneen lämmön nopeampi poistuminen talvikaudella lämpötilagradientin suunnan kääntyessä ilman kylmenemisen johdosta konvektion mahdollistavaksi. Koska luontaista konvektiivista lämmönsiirtymistä huokosilmassa ei voi tapahtua ylhäältä alaspäin, eikä lämpöä voi siten konvektion seurauksena varastoitua materiaaliin kesäkaudella, luontaiselle konvektiolle alttiin materiaalin voidaan todeta routaantuvan tehokkaammin kuin saman lämmönjohtavuuden omaavan materiaalin, jossa konvektiolle ei ole edellytyksiä.

Karkea- ja tasarakeisissa, suuren huokoisuuden omaavissa kalliomurskeissa huokosilman luontaisen konvektion esiintymiselle on niiden paremmasta väliaineen läpäisevyydestä ja siten pienemmistä liikettä vastustavista viskoosisista voimista johtuen huomattavasti otollisemmat olosuhteet kuin oleellisesti huonomman läpäisevyyden omaavissa luonnollisissa maalajeissa. Huokosilmassa tapahtuvan luontaisen konvektiivisen lämmönsiirtymisen merkityksen konkretisoimiseksi voidaan todeta Norjan rautateillä 1990-luvulla vastarakennetuilla radoilla aiheutuneet huomattavat routimisongelmat (Jernbaneverket, 1999), kun ratarakennemateriaalina käytetyn louheen (sprengstein) routamitoituksessa ei varauduttu materiaalin huokosilmassa tapahtuvaan luontaiseen konvektioon, minkä seurauksena roudan tunkeutuminen rata-rakenteessa tapahtui odotettua nopeammin. On selvää, että tällaisten routasuojaukseltaan systemaattisesti alimitoitettujen rakenteiden korjaaminen aiheuttaa erittäin suuria kustannuksia.

Rayleighin luku ja Nusseltin luku

Goering ja Kumar (1996) sekä Kane et al. (2001) toteavat Nieldin ja Bejanin (1992) tarkastelleen huokosilman luontaista konvektiota neliönmuotoisessa huokoisella materiaalilla täytetyssä kaivannossa, jolloin taipumusta luontaisen konvektion muodostumiseen samoin kuin sen voimakkuutta kuvataan nosteen ja viskoosien voimien suhdetta ilmentävällä (Kane et al., 2001) kaavan 3-3 mukaisella Rayleighin luvulla.

$$Ra = \frac{\rho^2 \cdot c \cdot g \cdot \beta \cdot K \cdot H \cdot \Delta T}{\mu \cdot k_m}, \text{ missä} \quad (3-3)$$

Ra	= Rayleighin luku, [-]
ρ	= liikkuvan väliaineen tiheys, $[kg/m^3]$
c	= liikkuvan väliaineen ominaislämpökapasiteetti, $[J/kgK]$
g	= putoamiskiihtyvyys, $[m/s^2]$
β	= liikkuvan väliaineen lämpölaajenemiskerroin, $[K^{-1}]$
K	= maamateriaalin sisäinen läpäisevyys, $[m^2]$
H	= kerrospaksuus, $[m]$
ΔT	= lämpötilaero kerroksessa, $[^{\circ}C]$
μ	= liikkuvan väliaineen dynaaminen viskositeetti, $[kg/ms]$
k_m	= maamateriaalin lämmönjohtavuus, $[W/mK]$

Kaavan 3-3 parametreistä suurin osa on helposti määritettävissä. Eri materiaalien luontaisen konvektioalttiuden tarkastelua ajatellen ongelmallisinta lienee materiaalin sisäisen läpäisevyyden (K) arviointi. Huokoisen materiaalin sisäinen läpäisevyys on väliaineesta (läpäisevästä aineesta) riippumaton materiaaliominaisuus ja se voidaan määrittää materiaalin vedenläpäisevyyskerroimen (Darcyn kerroin) perusteella kaavalla 3-4. Selitys kirjallisuudessa havaittuun niukkaan aineistoon kalliomurskemateriaalien sisäisen läpäisevyyden osalta lienee seurausta Darcyn kertoimen määrittämisen ongelmallisuudesta hyvin karkearakeisissa materiaaleissa, mistä syystä kirjallisuudessa sisäisen läpäisevyyden arvioinnissa esitettiin viittauksia empiirisiin kaavoihin. Goering et al. (2000) käyttivät sisäisen läpäisevyyden laskennassa Bearin (1972) raportointia, alun perin lähteessä Fair ja Hatch (1933) esitettyä kaavaa 3-5. Elementtimenetelmällä tehdyn mallinnuksen tulokset tukivat lasketun arvon totuudenmukaisuutta. Johansen (1975) puolestaan toteaa materiaalin sisäisen läpäisevyyden arvioinnissa usein käytettävän kaavan 3-6 mukaista Kozeny–Carman-kaavana tunnettua ratkaisua. Kirjallisuudessa tehdyissä luonnollista konvektiota tarkastelevissa laskelmissa käytettyjä karkearakeisten materiaalien sisäisen läpäisevyyden arvoja on esitetty taulukossa 3.1.

$$K = k \cdot \frac{\mu_{\text{vesi}}}{\rho_{\text{vesi}} \cdot g}, \text{ missä} \quad (3-4)$$

K	= materiaalin sisäinen läpäisevyys, $[m^2]$
k	= Darcyn vedenläpäisevyyskerroin materiaalille, $[m/s]$
μ_{vesi}	= veden dynaaminen viskositeetti, $[kg/ms]$
ρ_{vesi}	= veden tiheys, $[kg/m^3]$
g	= putoamiskiihtyvyys, $[m/s^2]$

$$K = \frac{1}{5} \left[\frac{(1-n)^2}{n^3} \left(\frac{\alpha}{100} \sum \frac{p}{d_m} \right) \right], \text{ missä} \quad (3-5)$$

- K = materiaalin sisäinen läpäisevyys, $[m^2]$
 n = huokoisuus, $[-]$
 α = partikkelien muodosta riippuva parametri, $[-]$
 p = tarkasteltavan lajitteen osuus materiaalissa, $[\%]$
 d_m = tarkasteltavan lajitteen geometrinen keskimääräinen raekoko, $[m]$

$$K = \frac{n^3}{5S^2(1-n)^2}, \text{ missä} \quad (3-6)$$

- K = materiaalin sisäinen läpäisevyys, $[m^2]$
 n = huokoisuus, $[-]$
 S = materiaalin ominaispinta-ala, $[m^2/m^3]$

Taulukko 3.1. Kirjallisuudessa esitettyjä arvoja eri materiaalien sisäiselle läpäisevyydelle.

Materiaali	Raekoko, tiiviys	Sisäinen läpäisevyys $[m^2]$	Lähde
Kalliomurske	20-80 mm	$9,7 \times 10^{-7}$	Johansen (1975)
Raidesepeli	25-63 mm	$7,7 \times 10^{-7}$	Goering et al. (2000)
Kalliomurske	$d_{\text{avg}} = 30 \text{ mm}$, $n = 40 \%$	$6,3 \times 10^{-7}$	Goering ja Kumar (1996)
Kalliomurske	10-50 mm	$1,2 \times 10^{-7}$	Johansen (1975)
Hiekka / sora	pakkautunut	3×10^{-11}	Goering ja Kumar (1996)

Luontaisen konvektion mahdollistuminen edellyttää ns. kriittisen Rayleighin luvun ylittämistä. Kriittinen Rayleighin luku riippuu laskennallisista reunaehdoista. Nield ja Bejan (1992) raportoivat ideaalisessa horisontaalisessa tapauksessa tasomaisten rajapintojen oletuksella kriittisen Rayleighin luvun vaihtelevan välillä 3...39,5 reunaehdoista riippuen. Perustapauksena pidetään usein isotermiset, läpäisemättömät rajapinnat omaavaa systeemiä, jossa kriittisen Rayleighin luvun on yleisesti tunnettu (esim. Gleason et al., 1988; Nield ja Bejan, 1992; Goering ja Kumar, 1996) saavan arvon $4 \pi^2$ ($\approx 39,48$). Johansen (1975) raportoi Lapwoodin (1948) laskeneen kriittiseksi Rayleighin luvuiksi väliaineen täyttämän huokostilan omaavassa huokoisessa materiaalikerroksessa reunaehdoista riippuen alla esitetyt arvot, joista ratapenkereen voidaan todeta kuuluvan ainakin lumettomalla kaudella yläpinnaltaan vapaasti väliaineeseen (ilmaan) rajoittuvaan kategoriaan. Tällöin olosuhteet luontaiselle konvektiolle ovat otollisemmat kuin läpäisemättömän pinnan omaavassa tapauksessa:

- Materiaalikerroksen molemmat rajapinnat ovat kiinteitä (läpäisemättömiä) ja johtavia; $Ra_{\text{cr}} = 40$ (vastaa yllä esitettyä perustapausta)
- Materiaalikerroksen molemmat rajapinnat ovat johtavia, alempi rajapinta on kiinteä, yläpinta rajoittuu vapaasti väliaineeseen; $Ra_{\text{cr}} = 27$.

Toisaalta Kane et al. (2001) toteaa viimeisimpien tutkimusten osoittaneen, että vaaditaan suuruusluokkaa 50 oleva Rayleighin luku ennen kuin huokosilman ominaislämpökapasiteettiin perustuvalla luontaisella konvektiolla on merkittävää vaikutusta lämmönsiirtymisessä. Jos huokosissa liikkuvana väliaineena on vesihöyry, latenttilämmön todetaan suunnilleen kaksinkertaistavan luontaisen konvektion vaikutuksen kuivan huokosilman luontaiseen konvektioon verrattuna.

Luontaisen konvektiivisen lämmönsiirtymisen vaikutusta kuvataan usein kokonaislämmönsiirtymisessä vaikuttavan näennäisen lämmönjohtavuuden ja lämmönjohtavuuden suhteena ilmoitettavalla Nusseltin luvulla (esim. Goering ja Kumar, 1996). Johansenin (1975) mukaan on havaittu, että ylitettäessä kriittinen Rayleighin luku näennäinen lämmönjohtavuus kasvaa suoraan verrannollisesti Rayleighin lukuun tiettyyn rajaan saakka, jonka jälkeen kasvu hidastuu. Lineaarisen riippuvuuden alueella näennäisen lämmönjohtavuuden (sisältäen konvektion) suhdetta lämmönjohtavuuteen (ilman konvektiota) kuvaava Nusseltin luku saadaan täten kaavasta 3-7. Suuruusluokaltaan kaavan 3-7 mukaista laskentaa tukee Goeringin ja Kumarin (1996) toteamus, jonka mukaan monissa tutkimuksissa on havaittu konvektion määrääväksi lämmönsiirtymismuodoksi osoittavia Nusseltin luvun arvoja 5...10 jo kohtuullisilla (≤ 300) Rayleighin luvuilla.

$$Nu = \frac{Ra}{Ra_{cr}} \quad , \text{ missä} \quad (3-7)$$

Nu = Nusseltin luku, konvektion sisältämän näennäisen lämmönjohtavuuden suhde lämmönjohtavuuteen ilman konvektiota

Ra = Rayleighin luku, ks. kaava 3-3

Ra_{cr} = kriittinen Rayleighin luku, jonka ylittyessä konvektiolle on edellytykset

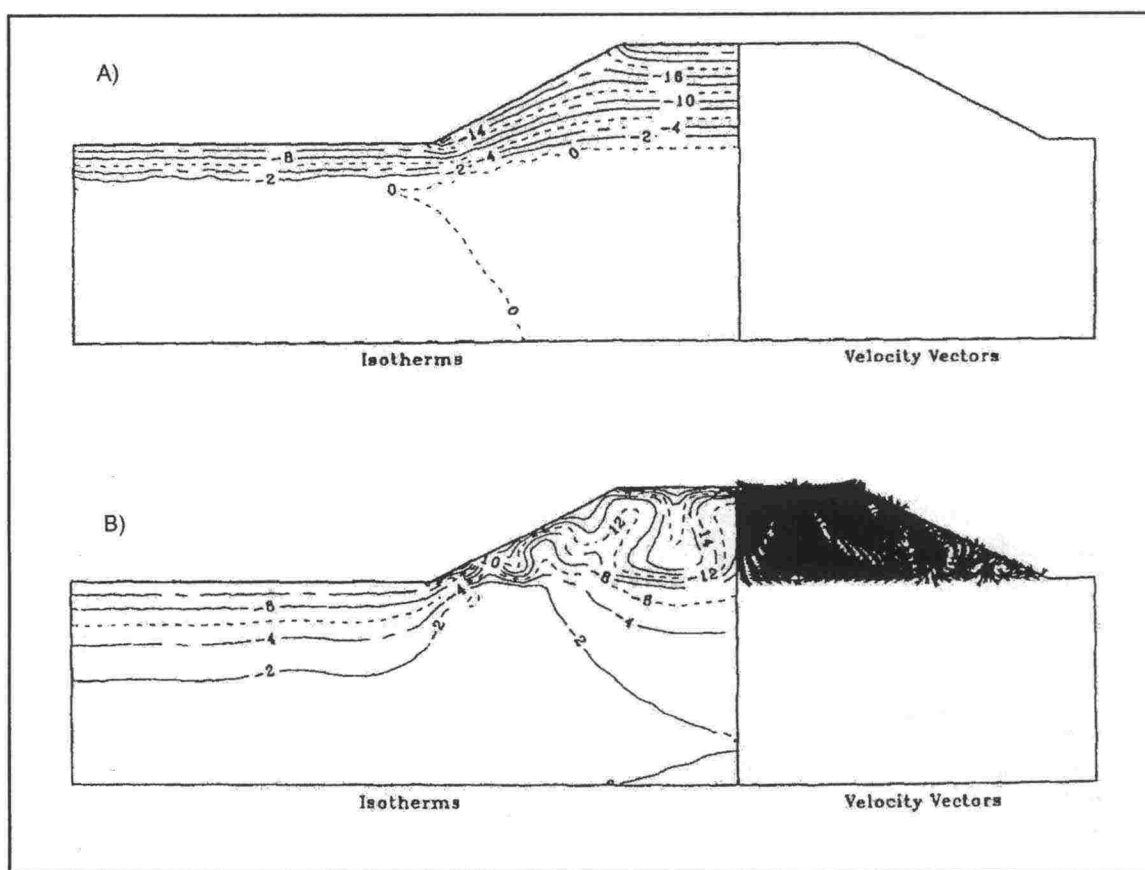
Luontainen konvektio tie- ja ratapenkereessä

Päinvastoin kuin kausittaisen roudan esiintymisalueilla, luontainen konvektio on toivottu ilmiö subarktisten ikirouta-alueiden tie- ja ratapenkereissä, joissa rakenteen sisältämien jäälinssien mahdollinen sulaminen aiheuttaa pehmenemisongelmia. Luontaiselle konvektiolle suotuisassa penkereessä sulaminen on vähäisempää johtuen penkereeseen kesäkaudella varastoituneen lämmön poistumisen nopeutumisesta talvikaudella.

Ryhtyessään tarkastelemaan luontaisen konvektion hyödyntämismahdollisuuksia rakentamisessa subarktisilla ikirouta-alueilla Goering ja Kumar (1996) eivät löytäneet aiempia tutkimuksia suuren huokoisuuden omaavan pengermateriaalin lämpöteknisen käyttäytymisen arvioimiseksi. Tästä syystä he päättivät tarkastella tierakenteen routaantumista numeerisesti kaksiulotteisella elementtimenetelmällä sekä karkearakeisesta, suuren läpäisevyyden omaavasta ($K = 6,32 \times 10^{-7} \text{ m}^2$, jonka todetaan vastaavan 3 cm keskimääräisen raekoon ja 40 % huokoisuuden omaavan murskeen sisäistä läpäisevyyttä) että pakkautuneesta hiekasta tai sorasta ($K = 3 \times 10^{-11} \text{ m}^2$) rakennutussa tiepenkereessä. Tiepenkereen yläpinnan leveytenä tarkasteluissa käytettiin 6 m ja korkeutena 2,5 m. Ilman pakkasmääränä käytettiin Alaskan ilmastoa vastaavaa 73000 Kh. Reunaehdoiksi valittiin päällystettyä tierakennetta ajatellen käytännössä

läpäisemättömät rajapinnat, joka oletus on päällysteettömässä ratapenkereessä etenkin lumettomaan aikaan konvektion vaikutusta aliarvioiva (vrt. kriittiset Rayleighin luvut).

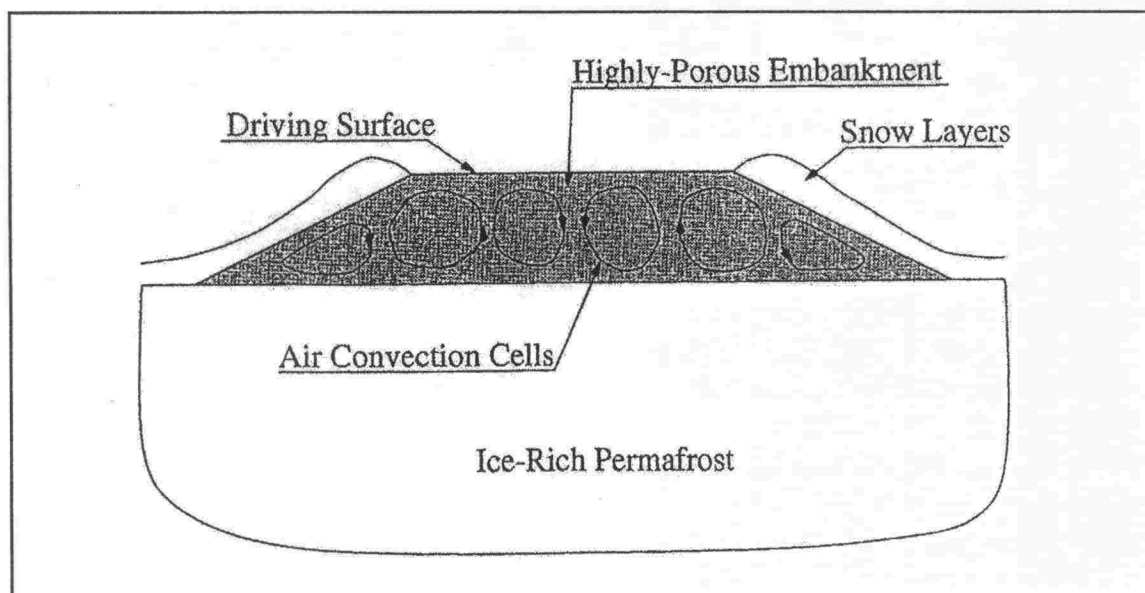
Luonnonsorasta tai -hieasta rakennetussa penkereessä lämmönsiirron havaittiin mallinnuksessa tapahtuvan pelkästään johtumalla, eikä luonnollista konvektiota tapahtunut. Sen sijaan karkearakeisesta murskeesta rakennetussa penkereessä konvektiota todettiin tapahtuvan. Konvektion vaikutusta rakenteen lämpötiloihin on havainnollistettu kuvassa 3.7, jossa nähdään mallinnuksen tuloksena saatu lämpötilajakauma 25 vuotta rakentamisen jälkeen molemmista materiaalista rakennetuille penkereille. Johtumalla tapahtuvassa lämmönsiirrossa (ks. kuva 3.7A) havaitaan kuinka isotermit ovat horisontaalisia, lämpötila rakenteen syvyysuunnassa tasaisesti muuttuva ilmentäen tasaista lämmönjohtumista ja kuinka penkereen tuomasta eristävästä vaikutuksesta johtuen ikirouta penkereen alla olevassa pohjamaassa on suurelta osin sulanut.



Kuva 3.7. Tierakenteen lämmönsiirtymismallinnuksen (Goering ja Kumar, 1996) tuloksena saadut isotermit ($^{\circ}\text{C}$) ja huokosilman liikettä kuvaavat vektorit 1. tammikuuta. Tapauksessa A) penger on rakennettu pelkästään johtumalla tapahtuvan lämmönsiirtymisen mahdollistavasta tavanomaisesta tierakenteesta käytettävästä sorasta tai hiekasta ($K=3 \times 10^{-11} \text{ m}^2$) ja tapauksessa B) huokosilman luontaisen konvektion sallivasta kalliomurskeesta ($K = 6,32 \times 10^{-7} \text{ m}^2$).

Konvektiivisen lämmönsiirtymisen mahdollistavalla materiaalilla (ks. kuva 3.7B) isotermit ovat konvektiopyörteistä (ks. kuva 3.8) johtuen mutkittelevia ja lämpötilat rakenteessa luonnonmateriaalipenkereeseen nähden huomattavasti alhaisempia. Ikirouta penkereen allakin on jäässä, vaikka luontaista konvektiota tapahtuukin ainoastaan pengermateriaalin huokostilassa johtuen pohjamaan alhaisesta läpäisevyydestä.

Tarkastelun tuloksena voidaan todeta konvektion mahdollistavassa materiaalisissa penkereen ja pohjamaan rajapinnan vuotuinen keskilämpötila noin 5 astetta alhaisemmaksi verrattuna materiaaliin, jossa lämmönsiirto tapahtuu pelkästään johtumalla. (Goering ja Kumar, 1996)

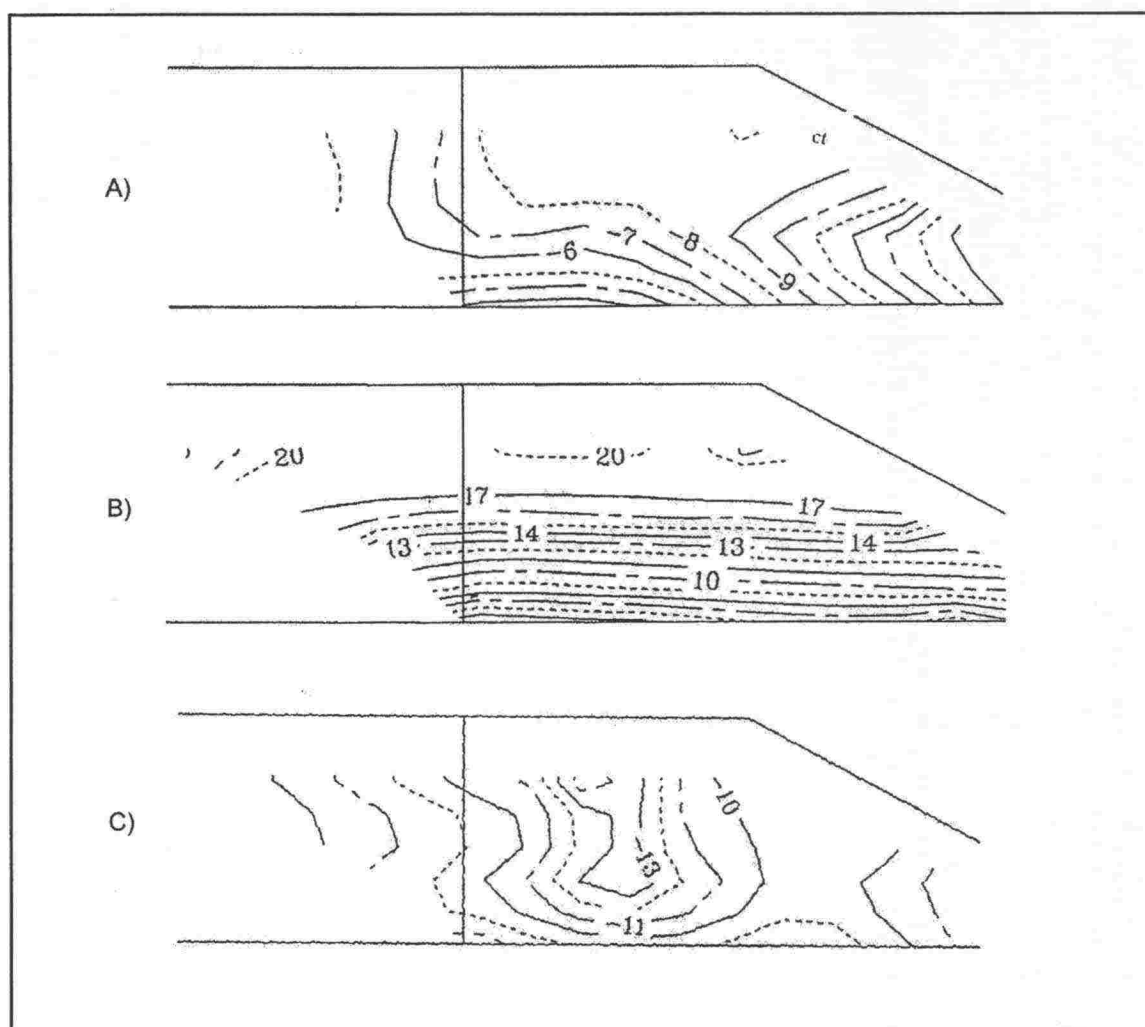


Kuva 3.8. Goeringin (1998) esittämä periaatekuva luontaisen konvektion aiheuttamasta huokosilman rotaatiosta, ns. konvektiopyörteistä, suuren huokoisuuden omaavasta materiaalista rakennetussa tiepenkereessä.

Mallinnustuloksen varmentamiseksi Goering (1998) tutki konvektiivisen lämmönsiirtymisen vaikutuksia mittaamalla lämpötiloja rakentamassaan koepenkereessä, jonka mitat vastasivat mallinnuksessa käytettyjä. Penger rakennettiin raekooltaan 5-8 cm kalliomurskeesta. Todellisessa tiepenkereessä päällystekerros, toisin kuin ratapenkereessä, ja penkereen luiskissa lumipeite pienentävät tuulen aiheuttamaa konvektiota (ks. luku 3.3.3) penkereen pinnoilla. Koska Goeringin koepenkereessä ei ollut päällystekerrosta, tuulen vaikutuksen vähentämiseksi penkereen yläpintaan aikaansaatii keinotekoinen päällyste tiivistämällä ensilumi noin 10 cm jääkerrokseksi, jonka jälkeen satanut lumi aurattiin pois jääpintaa myöten. Luiskissa käytettiin kaksivuotisen kokeen toisena talvena muovikalvoa, kun ensimmäisenä talvena oli havaittu, että luiskiin satanut (ja aurattu) paksukaan lumipeite ei estänyt materiaalin oudon voimakasta kylmenemistä penkereen luiskaosissa (ks. kuva 3.9A). Mainitun ensimmäisen talven havaintoa ei tehty toisena talvena muovisuojatusta luiskassa (ks. kuva 3.9C), mikä viittaisi ympäristön ilman tunkeutumiseen materiaalin huokostilaan ensimmäisenä talvena tuulen vaikutuksesta lumipeitteestä huolimatta ainakin pakkaskauden alussa (vrt. luku 3.3.3).

Lämpötilamittausten perusteella laaditut isotermit rakenteessa ovat kesäaikaan (ks. kuva 3.9B) varsin horisontaaliset ilmentäen johtumalla tapahtuvaa lämmönsiirtymistä. Talviaikaan, jolloin lämpötilakerrostuminen rakenteessa on konvektion mahdollistava, isotermit ovat epäsäännölliset (ks. kuvat 3.9A ja 3.9C) ilmentäen huokosilman konvektiivisten pyörteiden vaikutusta. Erityisen voimakkaana konvektiopyörteiden vaikutus on nähtävissä kuvassa 3.9C jälkimmäisen talven lämpötiloissa luiskan ollessa

muovisuojattu ja siten tuulen konvektion tuloksia vääristävä vaikutus on estetty. Goering (1998) toteaa, että tutkimuksen perusteella huokosilman konvektion mahdollistavien materiaalien käyttö ikirouta-alueiden tiepenkereissä on tehokas keino vähentää pohjamaan sulamisesta aiheutuvia haitallisia vaikutuksia.



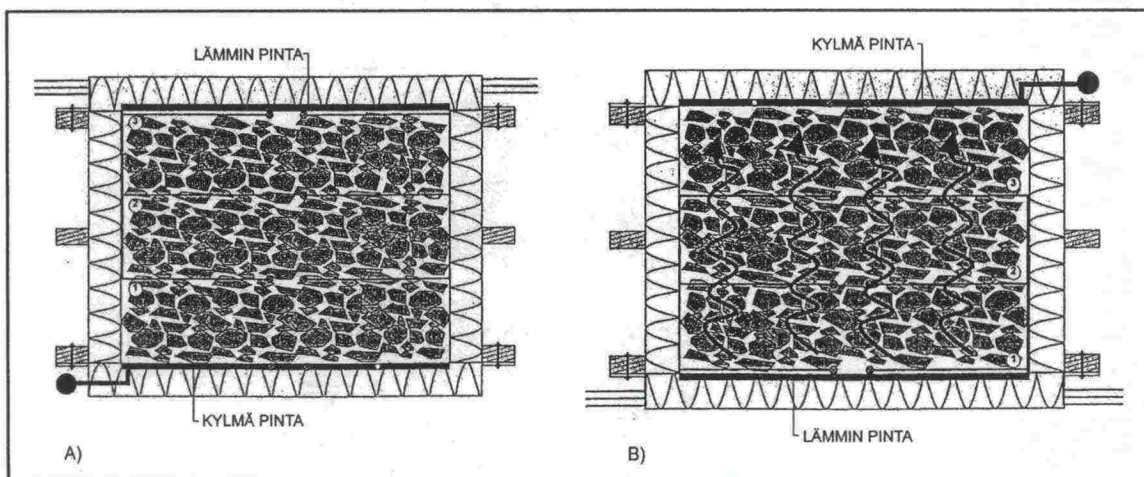
Kuva 3.9. Raekooltaan 5–8 cm kalliomurskeesta rakennetusta koepenkerestä mitattujen lämpötilojen perusteella laaditut isotermit A) 1.12.1993, jolloin luiskassa ainoastaan satanut (ja aurattu) lumikerros, B) 1.8.1994 (huom. horisontaaliset isotermit) ja C) 1.2.1995, jolloin luiskassa muovikalvo. Goering (1998)

Luontaisen konvektion mahdollistavien rakennemateriaalien arviointi

Kane et al. (2001) toteavat huokosilman luontaisen konvektion tyypillisessä **mineraali-maalajissa** Alaskassa erittäin epätodennäköiseksi. Sama havainto tehdään Johansenin (1975) laatimasta kuvasta 3.4, josta on myös todettavissa useasti mainittu huokosilman konvektion mahdollisuus karkearakeisissa materiaalissa.

Goering et al. (2000) raportoivat raekooltaan 25–63 mm raidesepelissä tapahtuvan huokosilman konvektion kokeellisesta määrittämisestä laboratorio-oloissa sekä vastaavien koeolosuhteiden mallinnustuloksia. NGI:ssä tehdyissä mittauksissa materiaali asennettiin lämpöeristettyyn, sivumitoiltaan $1 \times 1 \text{ m}^2$ ja korkeudeltaan 0,75 m laatik-

koon, jonka pohja- ja kansilevyjen lämpötila oli säädettävissä ja annettava (= materiaalin läpi siirtyvä) lämpömäärä samalla tarkkailtavissa. Laitteistolla määritettiin aluksi materiaalin lämmönjohtavuus säätämällä lämpövirta ylhäältä alaspäin suuntautuvaksi (ks. kuva 3.10A), jolloin huokosilman konvektiivinen lämmönsiirtyminen ei ole mahdollista. Toisessa vaiheessa siirtyvää lämpömäärää mitattiin lämpövirran suuntautuessa alhaalta ylöspäin, jolloin edellytykset huokosilman konvektiolle olivat olemassa (ks. kuva 3.10B). Tällä tavalla konvektion osuus lämmönsiirtymisessä saatiin selvitettyä. Goering et al. (2000) ovat raportoineet ainoastaan raide-sepeliä koskevien mittausten tulokset, mutta Jernbaneanverket (1999) sisältää mitä ilmeisimmin saman tutkimusprojektin taulukossa 3.2 esitetyt tulokset myös kahden muun raekoon osalta.



Kuva 3.10. Huokosilman konvektion määrittämisen periaate. Kuvan A) mukaisella järjestelyllä määritetään materiaalin lämmönjohtavuus. Kuvan B) mukaisessa järjestelyssä huokosilman konvektiolle on huokosilman epästabiilista lämpötilakerrostumisesta johtuen edellytykset, jolloin tällä tavalla mitattu näennäinen lämmönjohtavuus sisältää sekä johtumisen että konvektion vaikutuksen. (Jernbaneanverket, 1999; Goering et al., 2000)

Ratapenkereessä etenkin lumettomaan aikaan vallitsevaan tilanteeseen verrattuna kuvan 3.10 mukaisen laitteiston jonkinlaisena puutteena voidaan pitää sitä, että konvektion sallivassa järjestelyssä yläpinnan kansi (jäähdytyslevy) estää huokosilman poistumisen ympäristöön ja rajoittaa näin ollen konvektiota toisin kuin ainakin lumettomassa ratapenkereessä. Tällöin kokeen mukaiseen järjestelyyn perustuvat arviot vähättelevät konvektion vaikutusta tarkastellusta materiaalista rakennetussa ratapenkereessä. Tämä havainto käy ilmi myös edellä Rayleighin luvulle esitetystä kriittisestä arvosta, joka todettiin edellä avoimen yläpinnan tapauksessa ($Ra_{cr} = 27$) pienemmäksi kuin läpäisemättömien pintojen ($Ra_{cr} = 40$) tapauksessa.

Jo Johansen (1975) tutki huokosilman luontaisen konvektion vaikutusta lämmönsiirtymiseen karkearakeisissa materiaaleissa $1,8 \times 2,2 \text{ m}^2$ alan peittävässä $0,48 \text{ m}$ korkeassa raekooltaan $20\text{--}80 \text{ mm}$ materiaalissa. Hänen lähestymistapansa oli edellä kuvattuun (Goering et al., 2000; Jernbaneanverket, 1999) verrattuna ratapengertä ajatellen sikäli soveliaampi, että tarkasteluissa käsiteltiin sekä yläpinnaltaan muovikalvolla suojattu että suojaamaton tapaus. Myös kokeissa käytetyt keskilämpötilat ja lämpötilaerot vastaavat Johansenin mittauksissa paremmin todellisia tilanteita. Johansenin tulokset on esitetty taulukossa 3.3.

Taulukko 3.2. Paksuudeltaan 0,73 m kalliomurskekerroksesta ($K = 7,7 \times 10^{-7}$) määritettyjä (Jernbaneverket, 1999; Goering et al., 2000) lämmönjohtavuuksia mitattuna alaspäin suuntautuvassa lämpövirrassa (eli ilman konvektion vaikutusta) sekä erisuuruisilla ylöspäin suuntautuvilla lämpötilagradienteilla määritettyjä näennäisiä lämmönjohtavuuksia, joihin sisältyy huokosilman konvektion vaikutus. Nusseltin luku (Nu) ilmentää konvektion ja johtumisen yhteisvaikutuksen suhdetta pelkkään lämmönjohtavuuteen. Mittausjärjestelyt on selvitetty tekstissä.

	Raekoko 25–63 mm			Raekoko 20–120 mm		Raekoko 0–250 mm	
Kvartsipitoisuus [%]	23,2			21,4			
Tilavuuspaino [kN/m^3]	16,5			17,4		22,5	
Huokoisuus [%]	38			34		18	
Vesipitoisuus [%]	~ 0			~ 0		3,2	
Lämmönjohtavuus [W/mK]	0,79			0,82 – 0,91		1,6	
Lämpötilaero pintojen välillä ΔT [$^{\circ}\text{C}$]	13,5	21,0	23,0	14,0	22,5	18,0	23,5
Mittaustilanteen $T_{\text{keskimäär}}$ [$^{\circ}\text{C}$]	20,8	27,0	30,0	21,0	24,8	21,0	23,8
Näennäinen lämmönjohtavuus [W/mK] *)	0,83	1,20	1,35	0,96	1,30	1,82	1,82
Nu havaittu [-]	1,04	1,50	1,69	1,13	1,53	1,13	1,13

*) Näennäisellä lämmönjohtavuudella tarkoitetaan tässä sekä johtumisen että konvektion sisältävää lämmönsiirtokerrointa.

Taulukko 3.3. Johansenin (1975) paksuudeltaan 0,48 m kalliomurskekerroksesta ($K = 9,7 \times 10^{-7}$) määrittämä lämmönjohtavuus sekä erisuuruisilla ylöspäin suuntautuvilla lämpötilagradienteilla määritettyjä näennäisiä lämmönjohtavuuksia, joihin sisältyy huokosilman konvektion vaikutus. Nusseltin luku (Nu) ilmentää konvektion ja johtumisen yhteisvaikutuksen suhdetta pelkkään lämmönjohtavuuteen. Mittausjärjestelyt on selvitetty tekstissä.

	Raekoko 20-80 mm								
Tiheys [kg/m^3]	~ 1500								
Lämmönjohtavuus k_m [W/mK]	0,45								
	Avoin yläpinta					Suojattu yläpinta			
Lämpötilaero pintojen välillä ΔT [$^{\circ}\text{C}$]	2,6	4,7	9,0	11,5	19,0	7,3	12,8	17,4	19,6
Mittaustilanteen $T_{\text{keskimäär}}$ [$^{\circ}\text{C}$]	5,8	3,3	-5,5	-13,4	-28,5	-1,5	-3,2	-8,5	-16,9
Näennäinen lämmönjohtavuus [W/mK] *)	0,50	0,46	0,55	0,79	1,13	0,43	0,52	0,70	0,80
Nu_{havaittu} [-]	1,10	1,02	1,20	1,75	2,50	0,98	1,16	1,54	1,77

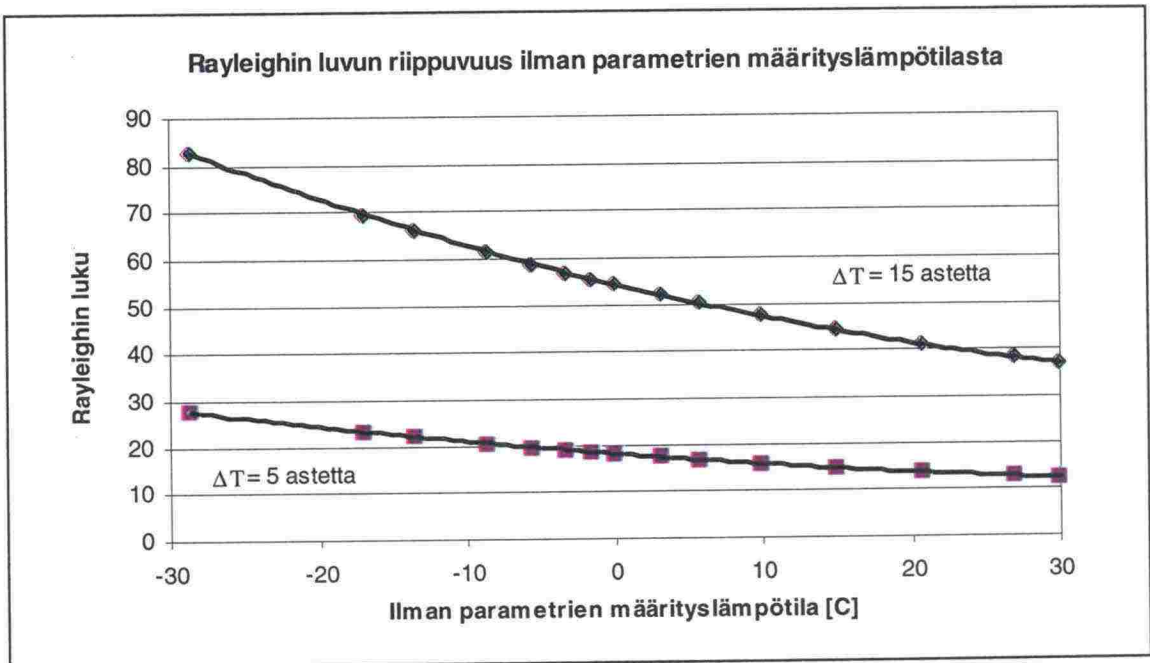
*) Näennäisellä lämmönjohtavuudella tarkoitetaan tässä sekä johtumisen että konvektion sisältävää lämmönsiirtokerrointa

Seuraavassa arvioidaan taulukoissa 3.2 ja 3.3 esitetyjä tuloksia teoreettisesti pyrkimyksenä huokosilman konvektion vaikutuksen kvantifioiminen todellisessa ratarakenteessa. Heti aluksi on huomattava, että kaikki taulukoissa 3.2 ja 3.3 tarkastellut neljä materiaalia ovat radan alusrakenteessa nykyohjeistuksen mukaan sallittuun materiaaliin nähden karkearakeisempia ja siten varsin todennäköisesti suuremman sisäisen läpäisevyyden ja edelleen luontaisen konvektioalttiuden omaavia. Tukikerroksessa tapahtuvan luontaisen konvektion arviointiin tulokset soveltuvat paremmin.

Taulukossa 3.2 esitetyistä kokeellisesti todetuista Nusseltin luvuista on nähtävissä, että kussakin kolmessa materiaalissa tapahtui kussakin koejärjestelyssä jonkinasteista huokosilman luontaista konvektiota, sillä Nusseltin luvut olivat suurempia kuin 1. Taulukon 3.3 tuloksissa havaitaan vastaavasti joissakin koejärjestelyissä lämmönsiirtymisen tapahtuneen pelkästään johtumalla, mitä ilmentää $Nu \approx 1$. Näiden havaintojen perusteella ei kuitenkaan voida arvioida luontaisen konvektion osuutta tarkastelluista materiaaleista rakennetussa penkereessä johtuen koetilanteen ja todellisen penkereen välisistä eroista erityisesti **kerrospaksuuden, kerroksessa vaikuttavan lämpötilaeron ja keskilämpötilan** osalta.

Kokeessa käytetty keskilämpötila vaikuttaa konvektioon, koska huokosilman konvektoitumista säätelevät ominaisuudet ovat lämpötilasta riippuvaisia. Lämpötilan laskiessa ilman tiheys ja lämpölaajenemiskerroin kasvavat ja dynaaminen viskositeetti vastaavasti pienenee. Kaavasta 3-3 on tällöin helposti todettavissa konvektioalttiutta kuvaavan Rayleighin luvun kasvu lämpötilan laskiessa. Vaikutus, joka lämpötilalla on ilman ominaisuuksiin ja siten Rayleighin lukuun, on esitetty kuvassa 3.11 käyttäen eri lämpötiloissa vallitsevina ilman ominaisuuksien parametrienä University of Waterloon (2003) internet-sivustossa esitettyä dataa. Kuvan perusteella ilman ominaisuuksien

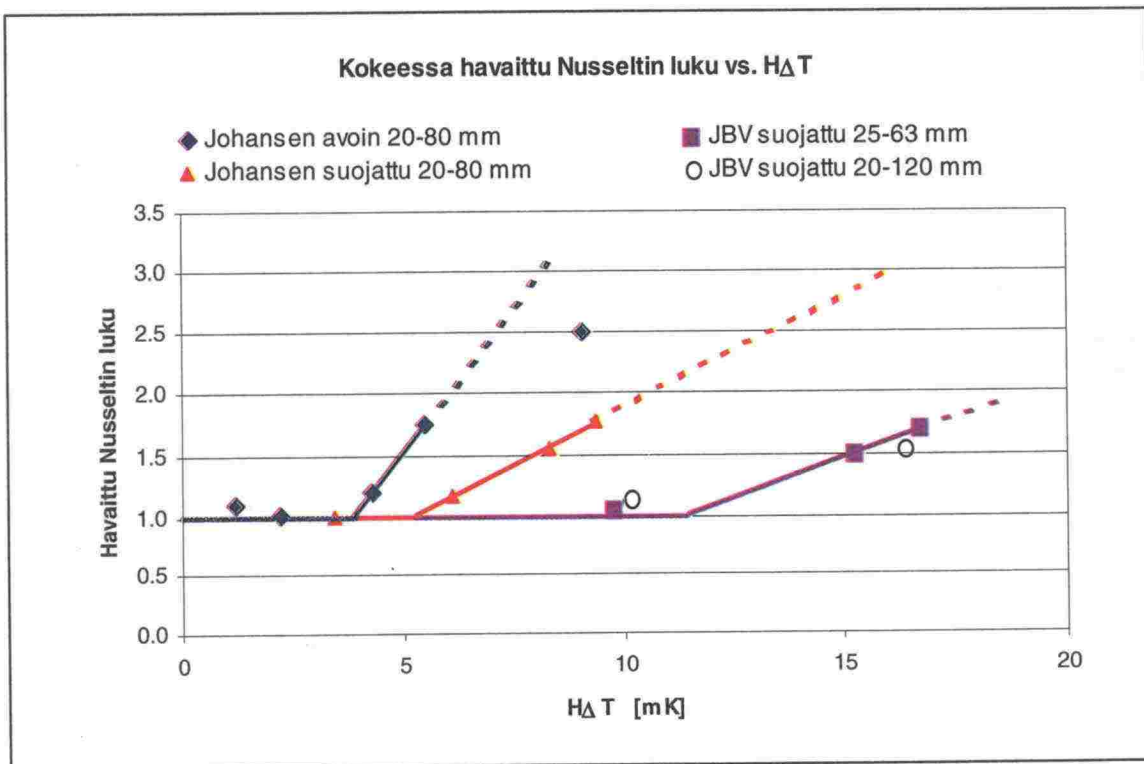
lämpötilariippuvuus on Rayleighin lukuun huomattavasti vaikuttava tekijä, sillä esimerkiksi -10 °C lämpötilassa vaikuttavilla ilman ominaisuuksilla saadaan Rayleighin luvuksi yli 30 % suurempi arvo verrattuna $+10\text{ °C}$ lämpötilassa vaikuttavilla ilman ominaisuuksilla tehtyyn laskelmaan. Tämä luonnollisesti tarkoittaa sitä, että kriittinen Rayleighin luku ylitetään kylmässä ilmassa alhaisemmalla lämpötilaerolla (ΔT) tai sisäisellä johtavuudella (K) kuin lämpimässä ilmassa. Näin ollen Jernbaneverketin (1999) ja Goering et al. (2000) raportoimat taulukon 3.2 mukaiset tulokset ovat korkeasta kokeenaikaisesta keskilämpötilastaan johtuen (aiemmin käsitellyn yläpinnan suojauksen lisäksi) kyseisistä materiaaleista rakennetussa ratapenkereessä talviaikaan tapahtuvaa luontaista konvektiota aliarvioivia. Johansenin taulukon 3.3 mukaiset mittaustilapötilat ovat todellista tilannetta paremmin vastaavia.



Kuva 3.11. Ilman ominaisuuksien määrityslämpötilan vaikutus Rayleighin lukuun Johansenin mittaustulokset mukaillessa esimerkkitapauksessa, jossa $K = 9,7 \times 10^{-7} \text{ m}^2$, $H = 0,48 \text{ m}$, $k_m = 0,45 \text{ W/mK}$. Ilman ominaisuudet eri lämpötiloissa perustuvat University of Waterloona (2003) internet-sivustossa esitettyyn dataan.

Tarkasteltaessa taulukoissa 3.2 ja 3.3 esitettyjä koetilanteissa materiaalin pintojen välillä vaikuttaneita lämpötilaeroja, voidaan Jernbaneverketin (1999) raportoimissa kokeissa todeta käytetyn huomattavan suuria lämpötilaeroja (järjestelyistä riippuen $\Delta T = 13,5 \dots 23,5\text{ °C}$), mikä luonnollisesti tehostaa konvektion vaikutusta kokeessa (vrt. kaava 3-3). Ehrolan (1974) raportoimista tierakenteesta Oulun seudulla tehdyistä lämpötilamittauksista on nähtävissä, että tierakenteen noin yhden metrin paksuisessa päällysrakenteesta konvektion mahdollistavassa suunnassa vallitseva lämpötilaero on suurimmillaan noin 10 °C . Koska ratarakenteesta mitattuja lämpötilatietoja ei ole ratarumpukohdella (Mäkelä ja Kolisoja, 2002) lukuunottamatta käytettävissä, lienee tämä paras olemassa oleva arvio ja sen käyttö mittaustulosten havainnollistamisessa siten perusteltua. Johansenin (1975) raportoimissa mittauksissa havaitaan taulukosta 3.3 käytetyn myös pieniä lämpötilaeroja ($\Delta T = 2,6 \dots \text{ °C}$).

Taulukossa 3.2 fraktioille 25–63 mm ja 20–120 mm esitetyt Nusseltin luvut havaitaan saman suuruusluokan lämpötilaeroilla keskenään varsin samansuuruisiksi. Tästä syystä Johansenin taulukossa 3.3 (edellisten laitteiden välille sijoittuvalle) fraktiolle 20–80 mm esittämien tulosten vertailu em. kahden fraktion tuloksiin on erityisesti Nusseltin luvun osalta mielekästä. Eri tutkimusten tulosten vertailun mahdollistamiseksi ja tarkasteltaviin laitteisiin kohtuullisen hyvin verrattavissa olevassa tukikerros-materiaalissa tapahtuvan huokosilman konvektion arvioimiseksi tarkastelussa on huomioitava vielä yksi parametri, **kerrospaksuus**. Rayleighin luvun määrittämiseksi esitetyn kaavan 3-3 perusteella sekä kerroksen paksuuden (H) että kerroksen pintojen lämpötilaeron (ΔT) kasvattaminen suurentaa Rayleighin luvun ilmoittamaa konvektion vaikutusta (olettaen tietysti, että Ra_{cr} on ylipäättään ylitetty, muutoinhan vaikutusta ei ole). Näin ollen esimerkiksi rakenteessa vallitseva lämpötilagradientti ei suoranaisesti sovellu konvektion arviointiin, vaan tarkoitukseen on sopivampaa käyttää lämpötilaeron ja kerrospaksuuden tuloa, jota seuraavassa kuvataan symbolilla $H\Delta T$. Tällöin laitteissa 25–63 mm, 20–120 mm ja 20–80 mm havaittua Nusseltin lukuna ilmoitettua huokosilman konvektion vaikutusta voidaan tarkastella kuvan 3.12 mukaisesti.

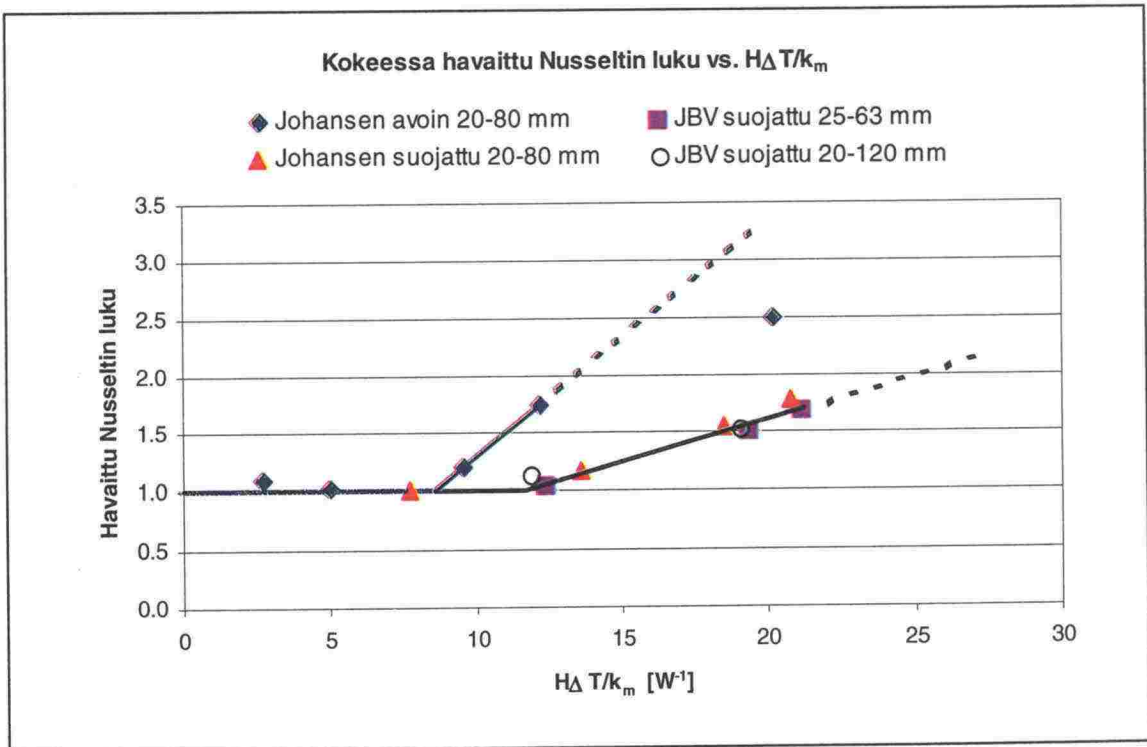


Kuva 3.12. Johansenin (1975) ja Jernbaneverketin (1999) kokeissa eri materiaaleille läpäisemättömän ja avoimen pinnan tapauksessa havaitut Nusseltin luvut materiaalikerroksen paksuuden ja sen pintojen välisen lämpötilaeron tulon ($H\Delta T$) suhteen.

Kuvan 3.12 mukaisessa tarkastelussa ilman ominaisuuksien lämpötilariippuvuus (vrt. kuva 3.11) ei tule huomioiduksi, joten **tarkastelu on jo siitä syystä ehdottomasti likimääräistä**. Kuvasta on kuitenkin nähtävissä kaksi mielenkiintoista seikkaa. Ensinnäkin kriittiset $H\Delta T$ -arvot kullekin tarkastellulle materiaalille on graafisesti arvioitavissa Nusseltin lukua 1 suurempien mittaustulosten trendisuoran ja suoran $Nu = 1$ leikkauspisteessä. Toiseksi kuvasta on selvästi nähtävissä ero avoimen ja läpäisemättömän yläpinnan omaavien tapausten luontaisen konvektion voimakkuudessa. Kuvan

perusteella voidaan approksimoida Johansenin (1975) mittauksen materiaalille (20–80 mm) avoimen pinnan tapauksessa kriittiseksi $H\Delta T$ -arvoksi $3,9\text{ }^{\circ}\text{Cm}$ ja läpäisemättömän pinnan tapauksessa vastaavasti $5,3\text{ }^{\circ}\text{Cm}$. Jälkimmäisen tapauksen mittauksessa, jossa havaittiin suurin Nusseltin luku, saatiin lineaariseksi oletettuun Nusseltin luvun ja $H\Delta T$:n väliseen riippuvuuteen nähden ennakoitavissa olevaa pienempi Nusseltin luku, mikä saattaa indikoida aiemmin esitettyä lineaarisen riippuvuuden häviämistä suuremmilla Nusseltin luvun arvoilla.

Jernbaneverketin (1999) raideseapelille tekemistä mittauksista laskettu kriittinen $H\Delta T$ -arvo on edellä mainittuja huomattavasti suurempi, $11,5\text{ }^{\circ}\text{Cm}$. Osaltaan eroa selittää mittausten korkea keskilämpötila, mikä edellä esitetyllä tavalla pienentää huokosilman konvektioalttiutta. Toisaalta Jernbaneverketin materiaalille mitatun, Johansenin materiaaliin nähden lähes kaksinkertaisen, lämmönjohtavuuden vuoksi Nusseltin luvut ovat näennäisesti pienemmät, vaikka konvektiona siirtyvä lämpömäärä olisi sama. Kuvassa 3.13 tämä vääristävä tekijä on poistettu muuttamalla tarkastelu parametriin $H\Delta T/k_m$ perustuvaksi. Suojatun yläpinnan tapauksessa tehtyjen mittausten tulokset sijoittuvat nyt kaikki likimäärin samalle suoralle, mikä saattaa indikoida, että Jernbaneverketin (1999) materiaaleille ilmoitettu sisäinen läpäisevyys on todellista pienempi. Kaikille yläpinta suojattuna tehtyjen mittausten tuloksille on kuvaan piirretty yhteinen trendikäyrä vastaavalla tavalla kuin Johansenin avoimen pinnan tapauksessa 20–80 mm lajitteelle saaduille mittaustuloksille. Kuvan 3.13 perusteella voidaan alustavasti approksimoida tarkasteltuja materiaaleja raekooltaan ja läpäisevyydeltään vastaavien, mutta eri lämmönjohtavuuden omaavien materiaalien konvektioalttiutta.



Kuva 3.13. Johansenin (1975) ja Jernbaneverketin (1999) kokeissa eri materiaaleille läpäisemättömän ja avoimen pinnan tapauksessa havaitut Nusseltin luvut materiaalikerroksen paksuuden ja sen pintojen välisen lämpötilaeron tulon ja lämmönjohtavuuskertoimen osamäärän ($H\Delta T/k_m$) suhteen.

Tukikerroksessa tapahtuvaa luontaista konvektiota voidaan approksimoida kuvassa 3.12 esitettyjen kriittisten $H\Delta T$ -arvojen perusteella. Tukikerrospaksuudella 0,55 m kriittiseksi tukikerroksen ylä- ja alapinnan lämpötilaeroksi saadaan kriittisiä $H\Delta T$ -arvoja 3,9 °Cm, 5,3 °Cm ja 11,5 °Cm vastaavasti 7,1°C, 9,6°C ja 21°C. Ratarakenteesta mitatun lämpötiladatan puuttuessa kriittiset lämpötilaerot vaikuttavat edellä Ehrolan raportoimiksi todettuihin tierakenteen lämpötilamittauksiin perustuen melko suurilta etenkin pelkän tukikerroksen välillä vaikuttavaksi. *Näin ollen tulokset antavat viitteitä siitä, että luontaisen konvektion mahdollisuus etenkin hienontumisen myötä heikentyneen läpäisevyyden omaavassa tukikerroksessa voitaisiin mahdollisesti tapahtuessaankin arvioida todennäköisesti suppealle, lumettoman ja suurimman lämpötilaeron ajanjaksolle rajatuksi. Tämä pätee kuitenkin vain silloin, kun tukikerroksen alla olevassa rakennekerroksessa huokosilman konvektiolle ei ole edellytyksiä*, sillä muutoinhan tarkastelluista luontaista konvektiota lisäävistä tekijöistä sekä kerrospaksuus (H) että lämpötilaero (ΔT) suurenee samanaikaisesti kun tarkasteltavan kerroksen paksuus kasvaa. Jos vaikkapa koko 2,5 m korkea ratapenger olisi rakennettu edellä esitetyllä tavalla konvektion mahdollistavasta raidesepeleistä, saadaan edellä mainitulla 10 °C lämpötilaerolla $H\Delta T$ -arvoksi 25 °Cm (2,5 m x 10 °C). Kuvan 3.12 trendisuorien ekstrapolointiin nojautuen tällöin päädyttäisiin optimistisimmankin arvion mukaan Nusseltin lukuun 2,8, jolloin siis luontaisen konvektion osuus lämmönsiirtymisessä on 1,8-kertainen johtumiseen nähden. Radan alusrakenteessa käytettäväksi kyseeseen tuleva kalliomurske (ks. luku 3.5) on kuitenkin raekooltaan huomattavasti raidesepeleä pienempää ja raekokojakauman muodoltaan suhteistuneempaa, jolloin etenkin suurempien yksittäisten huokosten muodostamaa huokostilaa alusrakennemateriaalissa on raidesepeleä vähemmän. Jernbeneverketin (1999) raportoimissa mittauksissa sekarakeisuuden ja hienorakeisen aineksen luontaista konvektiota pienentävä vaikutus näkyy selvästi raekooltaan 0–250 mm materiaalille todetun Nusseltin luvun kahteen muuhun alle 20 mm raekokoja sisältämättömään materiaaliin nähden suhteellisen pienenä ($Nu = 1,13$) arvona. Toisaalta materiaalin alhaiseen, vain 18 %, huokoisuuteen perustuen konvektion 13 % osuutta johtavuudesta voidaan pitää kuitenkin ehkä hieman yllättävänkin suurena.

Sekä Johansen (1975) että Jernbeneverket (1999) ovat tarkastelleet teoreettisen ja havaitun Nusseltin luvun suhdetta taulukossa 3.4 esitetyllä tavalla. Todettakoon, että Jernbeneverketin raportoimat Rayleighin luvut ovat suurempia kuin materiaali- ja koetietojen perusteella University of Waterloon datan mukaisilla ilman ominaisuuksien arvoilla kaavan 3-3 mukaisesti lasketut Rayleighin luvut. Sama pätee raportoituihin teoreettisiin Nusseltin lukuihin. Vastaavasti Johansenin esittämät Rayleighin luvut havaitaan taulukossa 3.4 etenkin suurilla lämpötilaeroilla jossain määrin pienemmiksi kuin koetietojen perusteella lasketut luvut. Erot olisivat selitettävissä, mikäli Jernbeneverket (1999) ja Johansen (1975) ovat laskelmissaan käyttäneet muussa kuin kokeen aikaisessa keskilämpötilassa määritettyjä ilman ominaisuuksien arvoja. Kokeissa havaitut Nusseltin luvut suhteessa omin laskelmin saatuihin teoreettisiin Nusseltin lukuihin on esitetty kuvassa 3.14. Jernbeneverketin raportoimille lajitteille 20–120 mm ja 0–250 mm laskelmia ei voitu tehdä, koska materiaalien sisäisestä läpäisevyydestä ei lähteessä ollut mainintaa. Kriittisenä Rayleighin lukuna käytettiin omissa laskelmissa edellä esitetyt teoreettiset arvot, eli suojatun pinnan tapauksessa arvoa 39,5 ja avoimen pinnan tapauksessa arvoa 27. Johansen käytti tulostensa pohjalta ekstrapoloituja kriittisiä Rayleighin lukuja, jotka olivat vastaavasti 41 ja 26. Kuvan perusteella konvektion suuruuden arvioinnissa teoreettisesti ollaan Johansenin

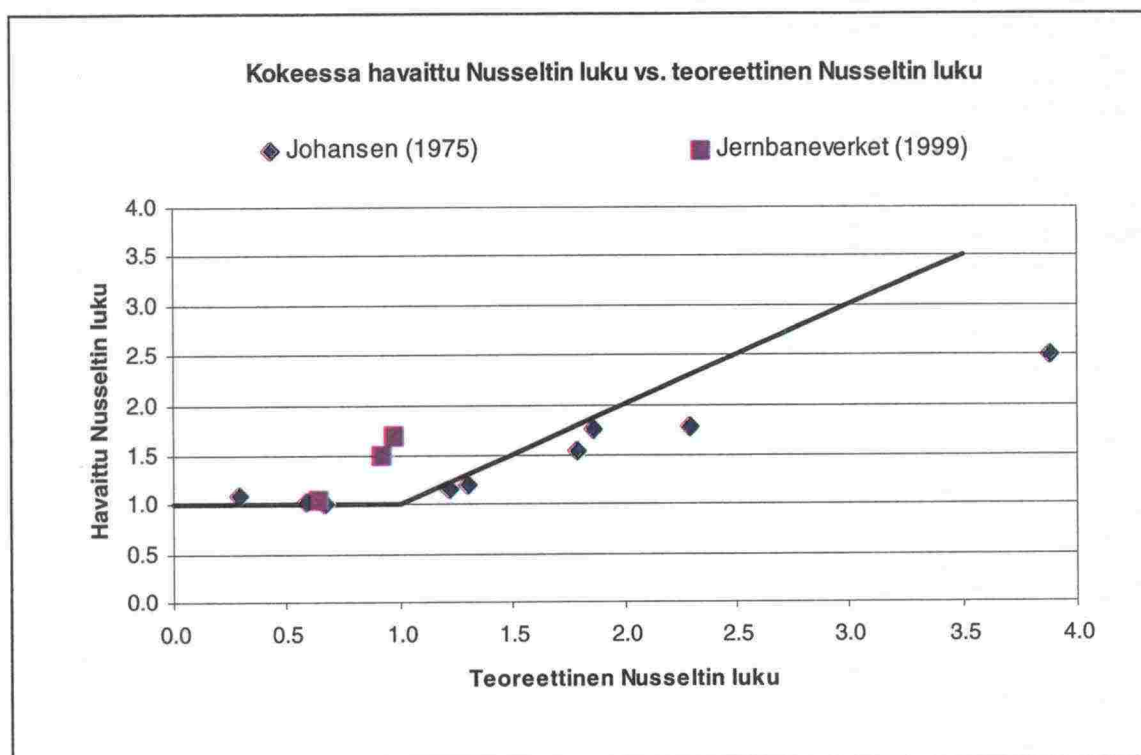
mittaamiin tapauksiin nähden varmalla puolella ja Jernbaneverketin mittauksiin nähden epävarmalla puolella, eli laskennallinen $Nu \leq 1$ ja havaittu $Nu > 1$.

Kuvista 3.12, 3.13 ja 3.14 on nähtävissä viitteitä siitä, että suuremmilla Nusseltin luvuilla laskennallisilla arvoilla päädytään todellista suurempiin lukuihin, eli laskennassa konvektion voimakkuus yliarvioituu silloin, kun sitä joka tapauksessa tapahtuu huomattavasti. Toisaalta huokosilman luontaisen konvektion suuruutta tarkasteltaessa on syytä ottaa huomioon konvektoituvan vesihöyryn jäätymislämpö. Kane et al. (2001) toteavat, että mikäli huokosissa liikkuvana väliaineena on vesihöyry, latenttilämpö suuruusluokaltaan kaksinkertaistaa luontaisen konvektion vaikutuksen kuivan huokosilman luontaiseen konvektioon verrattuna. Tällä on kuitenkin merkitystä vasta silloin, kun konvektiota ylipätään tapahtuu.

Taulukko 3.4. Kokeessa havaittujen ja teoreettisten Nusseltin lukujen lähteissä Johansen (1975) ja Jernbaneverket (1999) raportoidut sekä itse koe- ja materiaalitietojen sekä University of Waterloon (2003) esittämien eri lämpötiloissa vaikuttavien ilman ominaisuuksien perusteella tarkistettut vertailulaskelmat.

	Jernbaneverket (1999) Raekoko 25–63 mm			Johansen (1975) Raekoko 20–80 mm									
	Suojattu yläpinta			Avoin yläpinta					Suojattu yläpinta				
K [m ²]	7,7 x 10 ⁻⁷			9,7 x 10 ⁻⁷									
H [m]	0,73			0,48									
k _m [W/mK]	0,79			0,45									
ΔT [°C]	13,5	21,0	23,0	2,6	4,7	9,0	11,5	19,0	7,3	12,8	17,4	19,6	
T _{keskimäär} [°C]	20,8	27,0	30,0	5,8	3,3	-5,5	-13,4	-28,5	-1,5	-3,2	-8,5	-16,9	
Ra _{raportoitu} [-]	35,5	54,0	58,6 ¹⁾	8,3	15,8	32,0	44,7	87,4	25,1	45,1	65,0	77,4	
Nu _{teor. raportoitu} [-]	1,0	1,2	1,3	0,32	0,61	1,25	1,74	3,32	0,63	1,13	1,63	1,95	
Nu _{havaittu} [-]	1,04	1,50	1,69	1,10	1,02	1,20	1,75	2,50	1,00	1,16	1,54	1,77	
ILMAN OMINAISUUKSIEN PARAMETRIARVOT OMISSA LASKELMISSA:													
ρ [kg/m ³]	1,201	1,177	1,165	1,266	1,278	1,320	1,360	1,445	1,300	1,309	1,335	1,379	
μ [10 ⁻⁵ kg/ms]	1,824	1,854	1,868	1,752	1,739	1,696	1,656	1,578	1,716	1,707	1,681	1,638	
β [10 ⁻³ K ⁻¹]	3,402	3,332	3,299	3,585	3,617	3,736	3,850	4,087	3,681	3,704	3,779	3,902	
Ra _{laskettu}	25,5	36,7	38,7	8,2	16,3	35,3	50,5	104,9	27,0	48,6	71,2	90,7	
Nu _{teor. laskettu} (Ra / Ra _{cr}) [-]	0,65	0,93	0,98	0,30	0,60	1,31	1,87	3,89	0,68	1,23	1,80	2,30	

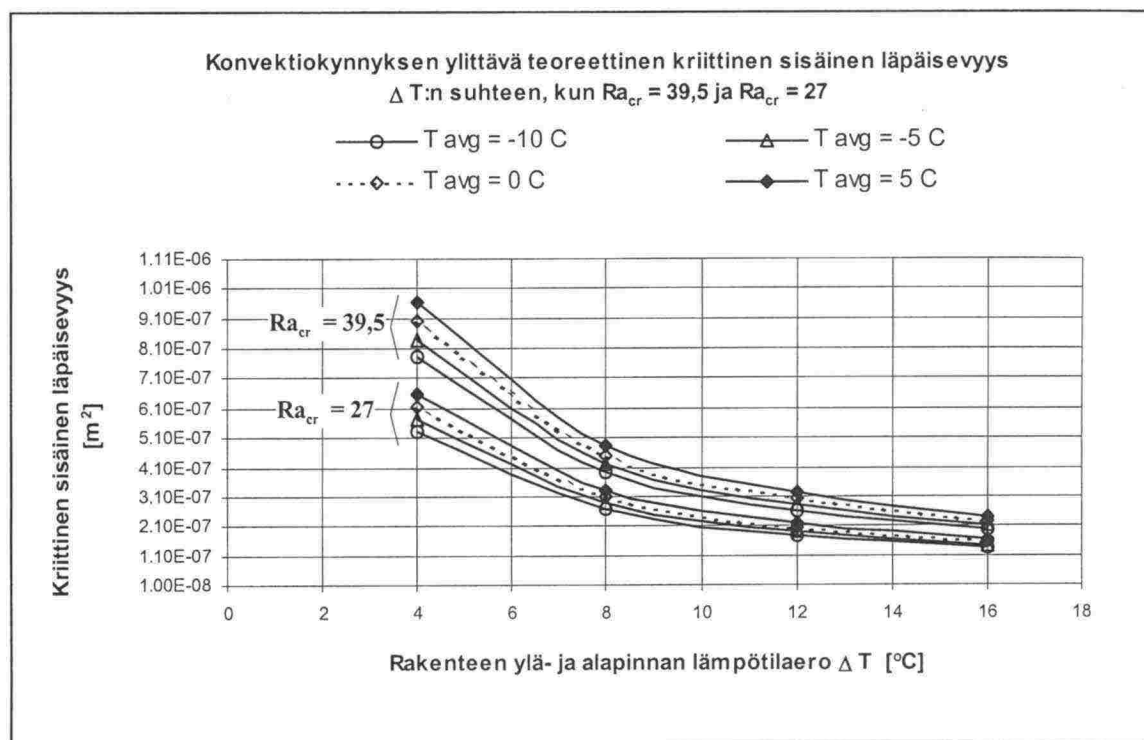
¹⁾ Goering et al. (2000) raportoivat Jernbaneverketin (1999) raportista poiketen Rayleighin luvuksi 49,9.



Kuva 3.14. Lämmönsiirtymiskokeiden (Johansen, 1975; Jernbaneverket, 1999; Goering et al., 2000) tuloksena havaittu Nusseltin luku suhteessa teoreettiseen Nusseltin lukuun. Raportoitujen teoreettisten Nusseltin lukujen epäloogisuudesta johtuen teoreettisina Nusseltin lukuina on käytetty materiaali- ja koetietojen sekä ilman lämpötilasidonnaisten ominaisuuksien (University of Waterloo) perusteella kaavoilla 3-3 ja 3-7 itse laskettuja arvoja. Kuvaan on piirretty myös ideaalista yhteensopivuutta kuvaava suora.

Raekokojakautumaltaan radan alusrakenteessa käytettäväksi suunnitellussa kallio-murskeessa mahdollisesti tapahtuvan huokosilman luontaisen konvektion approksimointi on kirjallisuudessa esitettyjen mittaustulosten perusteella mahdotonta. Teoreettisesti kaavan 3-3 perusteella määräytyvän ja kriittisen Rayleighin luvun suhteen perusteella voidaan määrittää materiaalin kriittinen sisäinen läpäisevyys, jonka ylittyessä luontainen konvektio on pintojen lämpötilaerosta (ΔT) riippuen mahdollinen lämmönsiirtymisprosessi 2,5 m korkeassa (H) materiaalikerroksessa, jonka lämmönjohtavuus (k_m) on 0,8 W/mK (ks. kuva 3.15). Materiaalin lämmönjohtavuuden kaksinkertaistaminen kaksinkertaistaa kaavan 3-3 mukaisesti teoreettisen kriittisen sisäisen läpäisevyyden. **Teoreettisen tarkastelun perusteella huokosilman luontaisella konvektiolla ei ole vaikutusta lämmönsiirtymisessä 2,5 m korkeassa ratapenkereessä, jossa vaikuttava lämpötilaero on korkeintaan 10 °C ja lämmönjohtavuus vähintään 0,8 W/mK, mikäli pengermateriaalin sisäinen läpäisevyys on pienempi kuin $1,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2$.**

Teoreettisen tarkastelun tuloksen soveltaminen käytännön vaatimuksiksi edellyttäisi eri materiaalien sisäisen läpäisevyyden määrittämistä ja joka tapauksessa tulosten verifioimista mittauksin. Asian jatkotarkastelussa parhaana vaihtoehtona voidaankin pitää periaatteeltaan edellä esitettyjä vastaavien mittausten tekemistä raekokojakautumaltaan erilaisille, muiden ominaisuuksiensa puitteissa alusrakenteessa käytettäväksi soveltuville materiaaleille, sekä mittausten rinnalla tehtäviä materiaalin sisäiseen läpäisevyyteen perustuvia teoreettisia laskelmia.



Kuva 3.15. Kriittisen Rayleighin luvun 27 ja 39,5 saavuttamiseksi vaadittu sisäinen läpäisevyys lämmönjohtavuuden $0,8 \text{ W/mK}$ omaavan, $2,5 \text{ m}$ korkean materiaalikerroksen pintojen välillä vaikuttavan lämpötilaeron (ΔT) suhteen. Laskelmat on tehty neljässä ($+5, 0, -5, -10 \text{ }^{\circ}C$) lämpötilassa vaikuttavilla ilman ominaisuuksilla kaavan 3-3 mukaisessa tarkastelussa.

Veden luontainen konvektio

Veden kyllästämässä materiaalissa luontaisen konvektion muodostumiseksi vaadittu lämpötilaero on merkittävästi pienempi kuin ilman kyseessä olleen. Tämä johtuu veden ilmaan nähden suuremmasta tiheydestä ja ominaislämmöstä, joiden seurauksena väliaineesta riippuvat kaavan 3-3 parametrit ovat vedellä noin $3...4 \times 10^5$ -kertaa suuremmat kuin ilmalla. Tämän perusteella veden luontaista konvektiota tapahtuu vastaavaan huokosilman luontaiseen konvektioon verrattuna $3...4 \times 10^5$ -kertaa pienemmän sisäisen läpäisevyyden omaavassa materiaalissa edellyttäen tietysti, että materiaali on vedellä kyllästetty.

Johansen (1975) toteaaakin, että veden luontainen konvektio olisi periaatteessa mahdollinen jopa d_{10} arvon 1 mm omaavassa kyllästetyssä sorassa. Käytännössä kuitenkin luontaisen konvektion edellyttämä lämpötilakerrostuminen vallitsee rakenteessa vain talvikaudella, jolloin lämpötila on veden luontaisen konvektion rakennetta kylmentävää vaikutusta ajatellen liian alhainen, koska veden tiheys on suurimmillaan $+4 \text{ }^{\circ}C$ lämpötilassa. Tämä rajoittaa veden luontaisen konvektion vaikutuksen enintään $+4 \text{ }^{\circ}C$:een jäähtymiseen. Toisaalta ainakin teoriassa lämpötila-alueella $0...+4 \text{ }^{\circ}C$ veden luontaisen konvektion vaikutus voi olla myös rakennetta lämmittävä esimerkiksi tilanteessa, jossa kyllästynyt maa sulaa (ylhäältä päin) ja ylempänä olevan raskaamman $+4 \text{ }^{\circ}C$ veden on mahdollista konvektoitua sulamisnopeutta lisäten alaspäin (Gleason et al., 1988; Lunardini, 1998).

On kuitenkin huomattava, että em. soran rakeisuutta vastaavista ja sitä karkearakeisemmista materiaaleista rakennetuissa penkereissä ei luontaiseen konvektioon vaadittua kyllästyneisyyttä saavuteta, jos rakenteen kuivatus toimii asianmukaisesti. Vedellä kyllästetyn rakennemateriaalin tapauksessa rakenteen herkkyys konvektion vaikutukselle on lisäksi sikäli pienempi, että roudan etenemistä hidastava veden jäätymislämpö on kyllästetyssä materiaalissa yli 15 kertaa routamitoituksessa oletetulla vesipitoisuudella saavutettavaa jäätymislämpöä suurempi.

3.3.5 Murskemateriaalien lämmönjohtavuus ja routamitoitus murskerakenteessa

Radan alusrakenteen mitoituksessa routamitoitus on yleisessä tapauksessa rakennepaksuuden määräävä. Ratarakenteen routamitoituksessa routimattomien rakennekerrosten kokonaispaksuus pyritään mitoittamaan sellaiseksi, että roudan tunkeutuminen routivasta materiaalista koostuvaan pohjamaahan on mitoitustalvea vastaavissa olosuhteissa estetty.

Aiemmassa selvityksessä (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) roudan tunkeutumista rata-rakenteessa tarkasteltiin luonnollisista maalajeista rakennetun alusrakenteen tapauksessa hiekalle ja soralle arvioitujen materiaaliparametrien arvoilla. Maamateriaalien lämmönjohtavuuden arvioinnissa edelleen ehkä yleisimmin käytetään Kerstenin (1949) laajojen lämmönjohtavuusmittausten perusteella laadittuja empiirisiä lausekkeita, joissa jäätyneen ja sulan maan lämmönjohtavuutta arvioidaan materiaalin rakeisuuden, vesipitoisuuden ja kuivairtitiheyden nojalla. Näiden yhteyksien sekä muiden kirjallisuudesta tehtyjen havaintojen perusteella luonnollisesta maalajista koostuvan alusrakenteen mitoituslämmönjohtavuutena käytettiin aiemmissa routamitoitustarkasteluissa (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) arvoa $1,7 \text{ W/mK}$ (vesipitoisuus 6 % ja kuivairtitiheys 1850 kg/m^3). Kerstenin mittaukset on tehty kuitenkin ainoastaan luonnollisille maalajeille, joten lausekkeiden soveltuvuutta kalliomurskeille ei ole varmistettu.

Kalliomurskeiden lämmönjohtavuuden arvioimiseksi Johansenin (1975) raportoimat mittaukset ovat ainoa kirjallisuudesta havaittu systemaattinen työ, jonka siten myös Farouki (1986) toteaa kattavan maalajien lämpöteknisiä ominaisuuksia tarkastelevan katsauksensa perusteella parhaaksi karkearakeisten maamateriaalien lämmönjohtavuuden arviointimenetelmäksi. Laajojen lämmönjohtavuusmittaustensa tuloksena Johansen esittää taulukossa 3.5 jäätyneen materiaalin osalta esitetyn menetelmän niin luonnollisten maalajien kuin kalliomurskeidenkin lämmönjohtavuuden arviointiin. Johansen yhdistää menetelmässään kuiville materiaaleille tekemiensä lämmönjohtavuusmittausten tulokset Kerstenin esittämään havaintoon materiaalin vesipitoisuuden vaikutuksesta lämmönjohtavuuteen. Maamateriaalin lämmönjohtavuus riippuu maapartikkelien ja huokostilan väliaineiden (vesi, jää, ilma) lämmönjohtavuuksista sekä näiden eri komponenttien suhteista materiaalissa. Maapartikkelien lämmönjohtavuuteen vaikuttavana parametrinä Johansenin menetelmässä huomioidaan mineraaliaineksen kvartsipitoisuus, mikä on oleellista johtuen kvartsin suuresta ($\sim 7,7 \text{ W/mK}$) lämmönjohtavuudesta muiden tavallisten mineraalien lämmönjohtavuuteen ($1,9 \dots 2,5 \text{ W/mK}$) nähden (esim. Sundberg, 1988).

Taulukko 3.5. Johansenin menetelmä **jäätyneessä** tilassa olevan kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuden arvioimiseksi materiaalin kuivairtitiheyden, huokoisuuden, kyllästysasteen ja mineraaliaineksen kvartsipitoisuuden perusteella.

$$\underline{\underline{\lambda = (\lambda^1 - \lambda^0)Ke + \lambda^0}}, \text{ missä} \quad (a)$$

$$\lambda_{Natural}^0 = \frac{0,137\gamma_d + 64,7}{2700 - 0,947\gamma_d} \pm 20\% \quad (b)$$

$$\lambda_{Crushed}^0 = 0,039 \cdot n^{-2,2} \pm 25\% \quad (c)$$

$$Ke = Sr \quad (d)$$

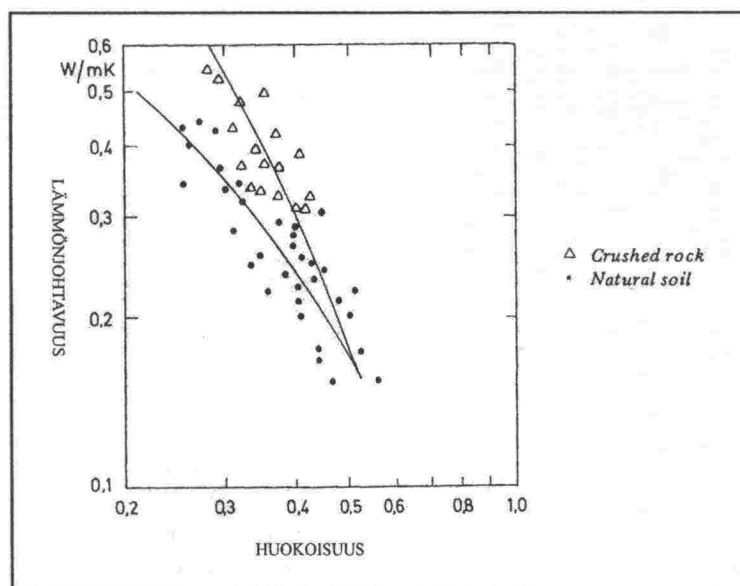
$$\lambda^1 = 2,2^n \cdot \lambda_2^{(1-n)} \quad (e)$$

$$\lambda_2 = 7,7^q \cdot 2,0^{(1-q)} \quad (f)$$

λ	= materiaalin lämmönjohtavuus tarkastelulla kosteudella, W/mK
λ^1	= kyllästetyn materiaalin lämmönjohtavuus, W/mK
$\lambda_{Natural}^0$	= kuivan luonnollisen maalajin lämmönjohtavuus, W/mK
$\lambda_{Crushed}^0$	= kuivan kalliomurskeen lämmönjohtavuus, W/mK
Ke	= Kerstenin luku
γ_d	= kuivairtitiheys, kg/m ³
n	= materiaalin huokoisuus
Sr	= kyllästysaste
λ_2	= partikkelien lämmönjohtavuus, W/mK
q	= mineraaliaineksen kvartsipitoisuus

Johansenin lämmönjohtavuuden arvioimiseksi esittämässä menetelmässä (Johansen, 1975; 1975b) määritetään ensiksi *kuivan* materiaalin lämmönjohtavuus. Koska ilman (0,025 W/mK) ja partikkelien (~1,5...8 W/mK) lämmönjohtavuudet ovat keskenään täysin eri suuruusluokkaa, Johansen havaitsi mittaustulostensa nojalla kuivan materiaalin lämmönjohtavuuden riippuvan ennen muuta materiaalin huokoisuudesta ja partikkelitasolla siten pakkautumiseen vaikuttavasta rakeiden mikrogeometriasta. Mineraalikoostumuksesta riippuvan maapartikkelien lämmönjohtavuuden vaikutuksen kuivan maamateriaalin lämmönjohtavuuteen hän totesi kyseeseen tulevilla huokoisuuksilla merkityksettömäksi. Ero murskattujen ja luonnollisten materiaali-partikkelien pinnan mikrogeometriassa on ilmeinen selitys Johansenin havaitsemaan eroon kuivien murskeiden ja luonnollisten materiaalien lämmönjohtavuuksissa. Kuvasta 3.16 on todettavissa, että tietyllä huokoisuudella kalliomurskeen lämmönjohtavuus on luonnolliseen maalajiin nähden suurempi. Mittauksissa käytetyt kalliomurskeet vastasivat

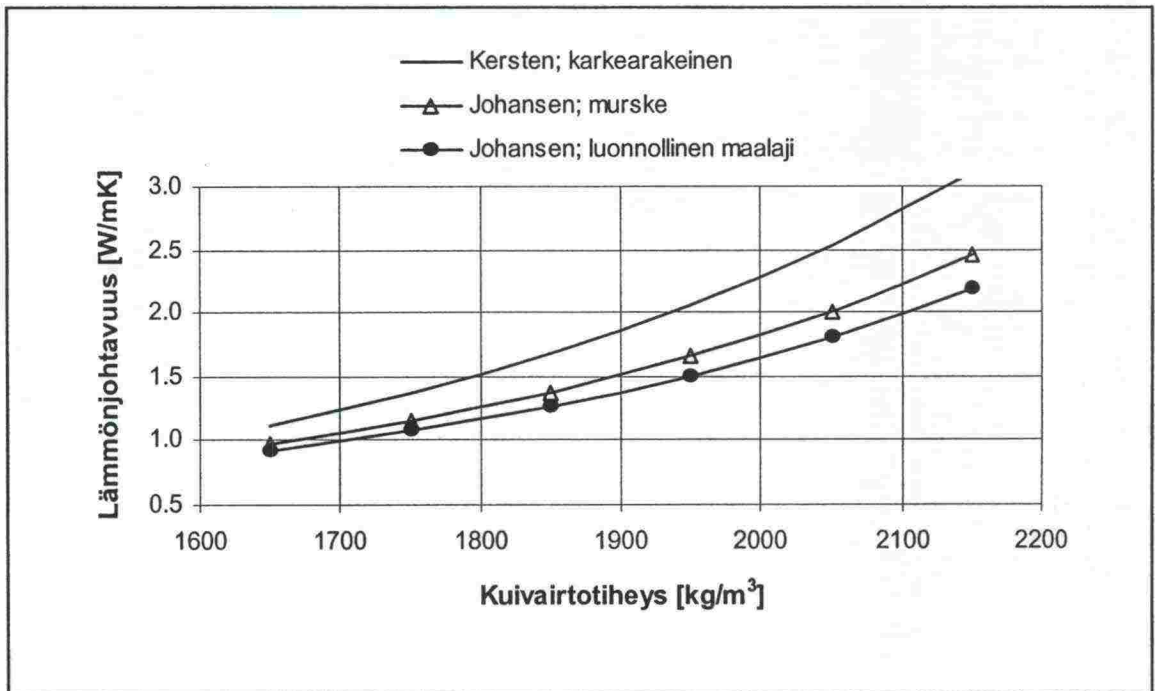
rakeisuudeltaan hiekkaa tai hienoa soraa ja olivat siten nykyistä RHK:n (1999) alusrakennemurskeen ohjerakeisuutta hienorakeisempia. Toisaalta rakeisuuden ei todettu vaikuttavan lämmönjohtavuuteen. Mittausten perusteella Johansen esittää empiiriset lausekkeet *kuivan* luonnollisen maalajin (ks. (b) taulukko 3.5) ja *kuivan* kalliomurskeen (ks. (c) taulukko 3.5) lämmönjohtavuuksille.



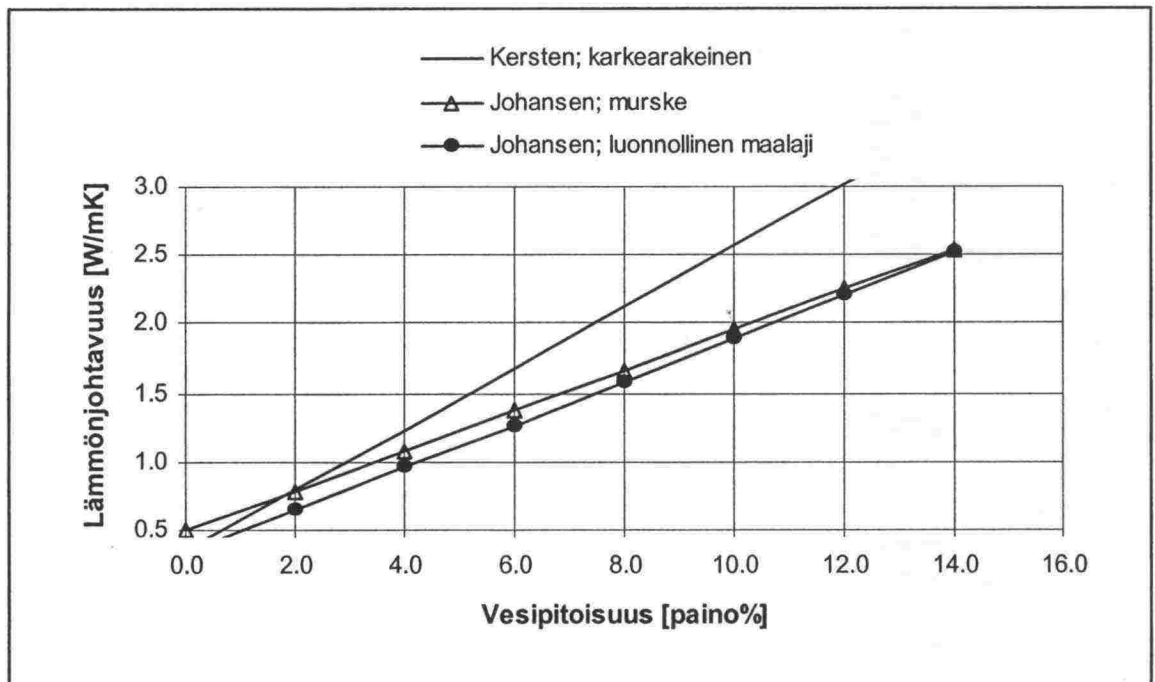
Kuva 3.16. Kuivan kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin mitattu lämmönjohtavuus huokoisuuden suhteen. (Johansen, 1975; 1975b)

Täysin kyllästetyssä materiaalissa partikkelien lämmönjohtavuus vaikuttaa materiaalin lämmönjohtavuuteen merkittävämmän kuin kuivassa materiaalissa, koska materiaalin eri komponenttien lämmönjohtavuudet ovat lähempänä toisiaan (vesi: 0,60 W/mK, jää: 2,1 W/mK, partikkelit: ~1,5...8 W/mK), jolloin vastaavasti huokoisuuden vaikutus on vähäisempi. Kyllästetyn materiaalin lämmönjohtavuutta arvioidaan Johansenin menetelmässä jään ja partikkelien lämmönjohtavuuksien ja niiden tilavuusosuuksien perustuvana keskiarvona (ks. (e) taulukko 3.5). Osittain kyllästetyn materiaalin lämmönjohtavuus määräytyy Kerstenin esittämän mukaisesti kyllästysasteesta riippuen (ks. (d) taulukko 3.5) kuitenkin mineraaliaineksen kvartsipitoisuuden perusteella määräytyvä maapartikkelien lämmönjohtavuus (ks. (f) taulukko 3.5) huomioiden.

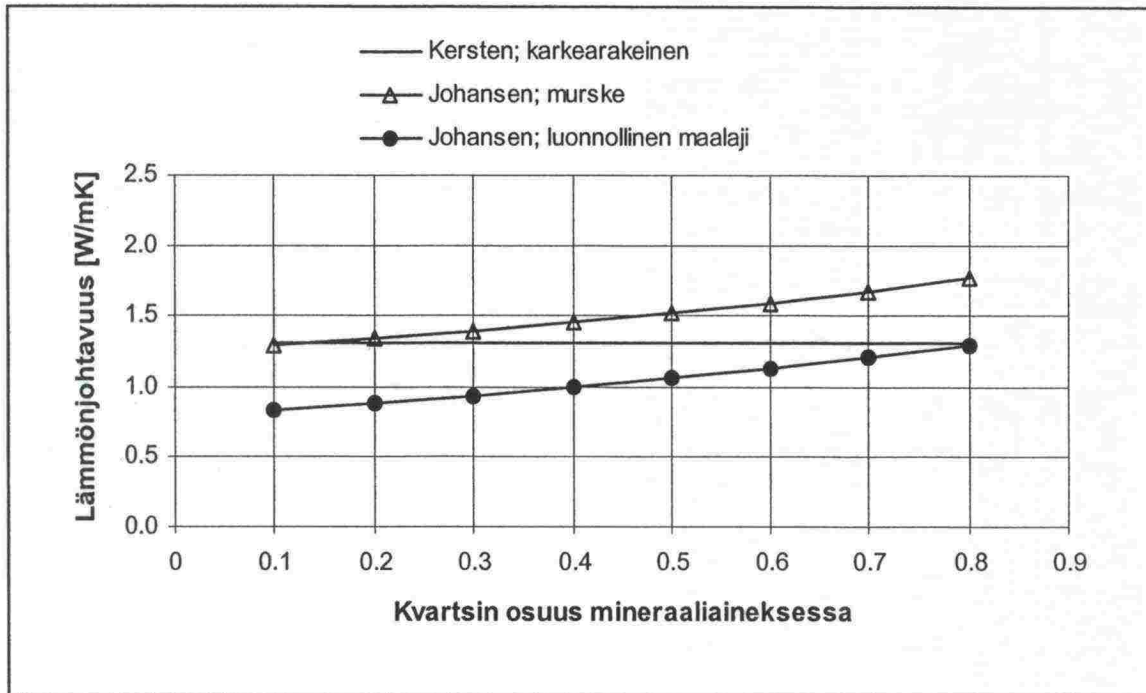
Kuvissa 3.17–3.19 on esitetty Kerstenin ja Johansenin menetelmän mukaisesti luonnolliselle maalajille sekä Johansenin menetelmän mukaisesti kalliomurskeelle esimerkkitilanteessa lasketun jäätyneen tilan lämmönjohtavuuden riippuvuus kuivairto- tiheydestä, vesipitoisuudesta ja kvartsin osuudesta mineraaliaineksessa. Verrattaessa Johansenin ja Kerstenin menetelmillä saatavia lämmönjohtavuuksia, voidaan kuvien perusteella todeta Kerstenin menetelmällä saatavan joissakin tapauksissa melko selkeästikin suurempia arvoja. Ero tasoittuu mineraaliaineksen kvartsipitoisuuden kasvaessa ja tiheyden tai vesipitoisuuden pienetessä.



Kuva 3.17. Jäätynneen tilan lämmönjohtavuuden riippuvuus kuivairtitiheydestä laskettuna luonnolliselle maalajille Kerstenin ja Johansenin menetelmillä sekä kalliomurskeelle Johansenin menetelmällä. Laskennassa käytetyt vakioparametrien arvot: vesipitoisuus 6 %, mineraaliaineksen kvartsipitoisuus 0,40, kiintotiheys 2700 kg/m³.



Kuva 3.18. Jäätynneen tilan lämmönjohtavuuden riippuvuus vesipitoisuudesta laskettuna luonnolliselle maalajille Kerstenin ja Johansenin menetelmillä sekä kalliomurskeelle Johansenin menetelmällä. Laskennassa käytetyt vakioparametrien arvot: kuivairtitiheys 1850 kg/m³, mineraaliaineksen kvartsipitoisuus 0,40, kiintotiheys 2700 kg/m³.

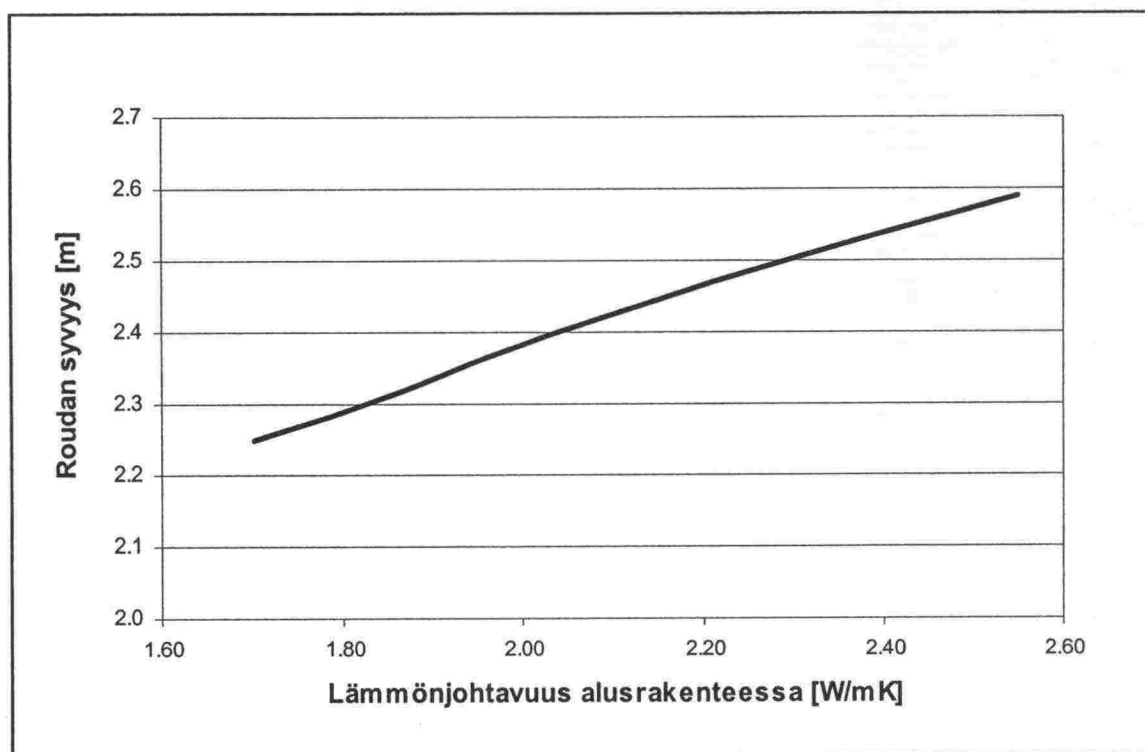


Kuva 3.19. Jäätäneen tilan lämmönjohtavuuden riippuvuus kvartsin osuudesta mineraaliaineksessa laskettuna luonnolliselle maalajille Kerstenin ja Johansenin menetelmillä sekä kalliomurskeelle Johansenin menetelmällä. Laskenta on tehty murskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuseroa korostavassa tapauksessa, eli suuren tiheyden (kuivairtitiheys 2100 kg/m^3) ja alhaisen vesipitoisuuden (2 %) omaavalle materiaalille. Kerstenin menetelmässä mineraaliaineksen kvartsipitoisuudella ei ole vaikutusta.

Verrattaessa Johansenin menetelmällä lasketun kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuksia kuvista 3.17–3.19 nähdään, että tietyllä kuivairtitiheydellä ja vesipitoisuudella kalliomurskeen lämmönjohtavuus on suurempi kuin luonnollisen maalajin lämmönjohtavuus. Ero korostuu alhaisilla vesipitoisuuksilla ja suurilla kuivairtitiheyksillä siten, että esimerkiksi 2 % vesipitoisuudella ja 2100 kg/m^3 kuivairtitiheydellä kalliomurskeen lämmönjohtavuus saattaa olla jopa 50 % suurempi kuin vastaavan kuivairtitiheyden ja vesipitoisuuden omaavan luonnollisen maamateriaalin lämmönjohtavuus (vrt. kuva 3.19). Oletettavasti tavanomaisemmillä radan alusrakenteen kuivatiheyksillä ($<2000 \text{ kg/m}^3$) ja vesipitoisuuksilla ($>4 \%$) kalliomurskeen lämmönjohtavuus ei Johansenin menetelmän mukaan ole yli 20 % suurempi kuin vastaavan kuivairtitiheyden ja vesipitoisuuden omaavan luonnollisen maamateriaalin lämmönjohtavuus. Oletusmitoitussarvoilla ($w = 6 \%$, $\rho_d = 1850 \text{ kg/m}^3$) ero on vain noin 8 %.

Aiemmassa selvityksessä (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) käytetyllä roudan syvyyden laskentamenetelmällä tehty esimerkkitarkastelu alusrakennemateriaalin lämmönjohtavuuden vaikutuksesta roudan tunkeutumisyyvyyteen ratapenkereessä on esitetty kuvassa 3.20. Esimerkki vastaa tilannetta Tampereen ilmasto-olosuhteissa kerran 50 vuodessa toistuvalla pakkasmäärällä, kun alusrakenteen vesipitoisuus on 6 % ja kuivairtitiheys 1850 kg/m^3 . Alusrakennemateriaalin lämmönjohtavuuteen vaikuttavat kuivairtitiheys ja etenkin vesipitoisuus ovat materiaalin ja sen sisältämän veden lämpösisällön johdosta määräävin tekijöinä myös roudan syvyyden laskennassa. Tästä syystä alusrakennemateriaalin lämmönjohtavuuden vaikutusta roudan syvyyteen on

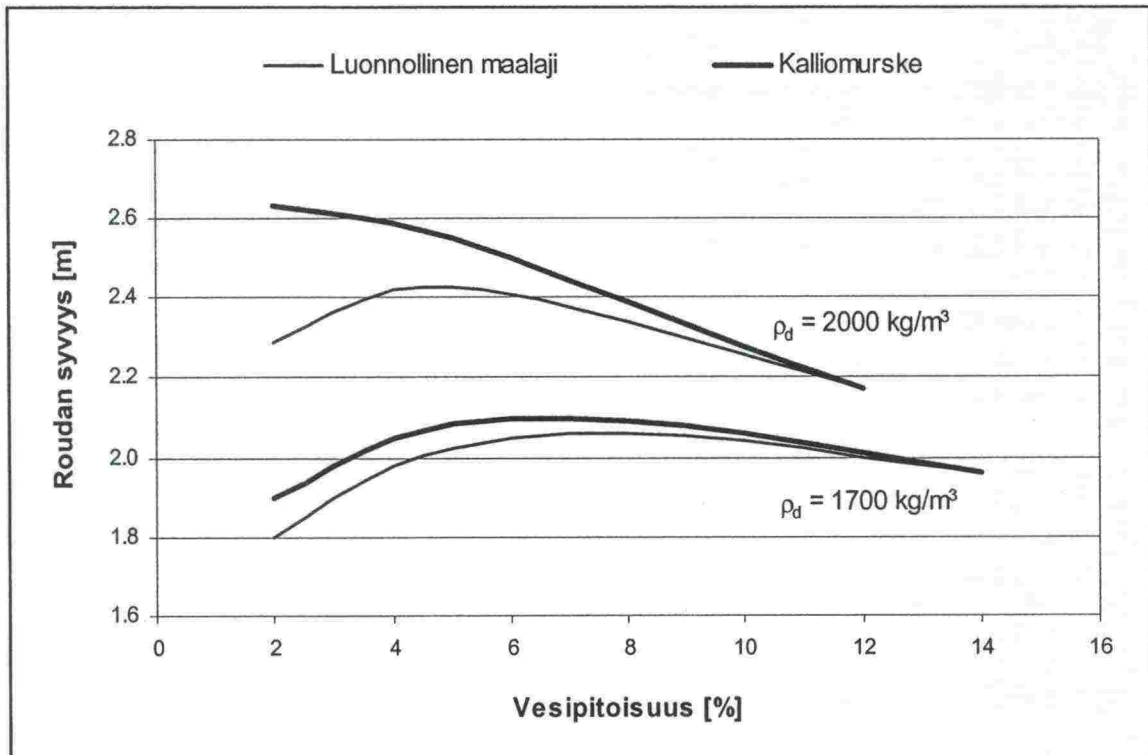
tarkasteltava vesipitoisuuden ja kuivairtitiheyden perusteella huomioiden näiden parametrien vaikutus samanaikaisesti sekä lämmönjohtavuuteen että lämpösisältöön.



Kuva 3.20. Roudan syvyyden herkkyyden alusrakennemateriaalin lämmönjohtavuudelle Tampereen ilmasto-oloissa (pakkassumma $F_{50} = 42000 \text{ h}^\circ\text{C}$, pakkaskauden kesto $t = 145 \text{ d}$, vuotuinen ilman keskilämpötila $T = 3,3 \text{ }^\circ\text{C}$) Beskowin (ks. Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) menetelmällä tehdyssä eristämättömän ratarakenteen esimerkkitarkastelussa. Alusrakennemateriaalin vesipitoisuutena käytettiin 6 % ja kuivatiheytenä 1850 kg/m^3 , jolloin Kerstenin menetelmän mukaisesti laskettuna luonnollisessa maalajissa päädytään lämmönjohtavuuteen $1,7 \text{ W/mK}$.

Kuten todettua, Kerstenin ja Johansenin menetelmillä tietyn kuivairtitiheyden ja vesipitoisuuden omaavalle materiaalille määritetyt lämmönjohtavuudet eroavat jonkin verran toisistaan (vrt. kuvat 3.17–3.19) ja aiemmissa (Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) laskelmissa käytetyt alusrakennemateriaalin lämmönjohtavuudet perustuivat Kerstenin menetelmän mukaisiin yhteyksiin. Näistä syistä johtuen tässä yhteydessä kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuseron vaikutusta roudan tunkeutumiseen kyseisistä materiaaleista rakennetuissa ratapenkereissä tarkastellaan arvioimalla luonnollisen maalajin lämmönjohtavuutta Kerstenin esittämällä menetelmällä sekä olettaen kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuden suhde kussakin kosteudessa ja tiiveydessä Johansenin havainnon mukaiseksi. Ratkaisua puoltaa Sundbergin (1988) toteamus, jonka mukaan Johansenin kyllästyneen tilan lämmönjohtavuuden arvioinnissa käyttämä lauseke (ks. (e) taulukko 3.5) aliarvioi lämmönjohtavuutta. Kuvassa 3.21 on esitetty mainituilla oletuksilla Tampereen ilmasto-oloissa tehdyn esimerkkilaskelman tulokset, joista nähdään selvästi, kuinka kuivairtitiheyden kasvaessa ja vesipitoisuuden pienentyessä ero kalliomurskeesta ja luonnollisesta maalajista rakennetun ratapenkereen roudan syvyydessä lisääntyy. Kuvan perusteella tapauksessa, jossa kuivairtitiheys on 2000 kg/m^3 ja vesipitoisuus 2 %, roudan syvyys on kalliomurskerakenteessa luonnollisesta maalajista rakennettuun penkereeseen nähden

noin 15 % suurempi. Oletusmitoitusarvoilla ($w = 6 \%$, $\rho_d = 1850 \text{ kg/m}^3$) ero on alle 3 %.



Kuva 3.21. Materiaalin vesipitoisuuden ja kuivairtitiheyden perusteella Johansenin havainnon mukaisesti määräytyvän kalliomurskeen ja luonnollisen maalajin lämmönjohtavuuseron vaikutus roudan syvyyteen Tampereen ilmasto-oloissa (pakkassumma $F_{50} = 42000 \text{ h } ^\circ\text{C}$, pakkaskauden kesto $t = 145 \text{ d}$, vuotuinen ilman keskilämpötila $T = 3,3 \text{ } ^\circ\text{C}$) Beskowin (ks. Nurmikolu ja Kolisoja, 2002) menetelmällä eristämättömässä ratarakenteessa tehdyssä esimerkkitarkastelussa. Tarkastelussa huomioidaan materiaalin lämpösisällön riippuvuus vesipitoisuudesta ja kuivairtitiheydestä.

Ratarakennekerrosten kosteus- ja tiheysmittausdatan puuttuessa nykyisen tiedon nojalla on perusteltua olettaa, että kalliomurske- ja luonnonmaalajimateriaalien lämmönjohtavuus-, vesipitoisuus- ja kuivairtitiheyseron vaikutuksesta roudan syvyys kalliomurskeesta rakennetussa radan alusrakenteessa on enintään 15 % suurempi kuin tavanomaisessa sorasta tai hiekasta rakennetussa alusrakenteessa. Näin ollen Ratahallintokeskuksen kalliomurskealusrakenteen tapauksessa esittämää 15 % lisäpaksuusvaatimusta voidaan nykytiedon nojalla pitää riittävänä edellyttäen, että kalliomurskerakenteessa ei tapahdu merkittävää konvektiivista lämmönsiirtymistä, josta varmistuminen edellyttää lisäselvityksiä.

3.4 Murskatun kalliokiviaineksen laatuvaatimukset tukikerroksessa

3.4.1 Yleistä

Luvussa 3.2 esitettyjen näkökohtien yhteenvedona voidaan kirjallisuuslähteitä (esim. Simon et al., 1983; Clifton et. al, 1987; Raymond, 1985b; Selig ja Watters, 1994; Chrismer, 1985; Han, 1998) soveltaen tukikerrosmateriaalin edullisiksi ominaisuuksiksi lausua:

- mahdollisimman suuri kuitenkin raiteen tuennan mahdollistava maksimiraekoko
- melko tasarakeinen raekokojakautuma
- mahdollisimman vähäinen hienoainespitoisuus
- hyvä iskevän kulutuksen kesto (sitkeys)
- hyvä hiovan kulutuksen kesto (kovuus)
- mahdollisimman vähäinen alttius kemialliselle - ja pakkasrapautumiselle
- kuutiomainen, teräväsärmäinen raemuoto
- suuri rakeiden pinnan karkeus, etenkin mikrokarkeus
- materiaalista irtoavan hienoaineksen hyvä vedenläpäisevyys ja huono vedensitomiskyky

RHK:n nykyiset, 1.12.2001 alkaen voimassa olleet, raidesepelin laatuvaatimukset (Ratahallintokeskus, 2001) on laadittu siirtymäkauden ohjeistukseksi ja ne ennakoivat suurelta osin raidesepeliä koskevan CEN-normin (EN 13450) voimaantuloa 1.6.2004. Voimaantulon jälkeen raidesepelituotteille EU-maissa asetettavat vaatimukset tulee 18 kuukauden siirtymäajan puitteissa sitoa kokonaisuudessaan CEN-normissa esitettyihin ominaisuuksiin, testausmenetelmiin sekä tuotteen testauksen tuloksena eri ominaisuuksille saataviin luokkiin. CEN-normissa määritetään kaikki raidesepelin ominaisuuksien arviointiin mahdolliset testimenetelmät. Tilaajan päätettäväksi jää testattavaksi haluamiensa ominaisuuksien ja niiden raja-arvojen valitseminen normissa esitetyistä.

CEN-normin runko muotoutuu suurelta osin European Rail Research Instituten vuosina 1991–1995 toteuttaman raidesepeliä koskevan tutkimusprojektin (ERRI D 182) perusteella esitettyyn (ERRI, 1995) standardiin raidesepelin laatuvaatimuksista. Seuraavassa käsitellään RHK:n nykyisiä ja CEN-normin voimaantulleessaan mahdollistamia vaatimuksia sekä vertaillaan niitä CEN-normista riippumattomiin Pohjois-Amerikassa ja Norjassa esitettyihin vaatimuksiin.

3.4.2 Rakeisuus

CEN-normissa raidesepeli määrätään kuuluvaksi johonkin taulukossa 3.6 esitetyistä kuudesta (A...F) raekokojakautumaluokasta. Raidesepelin raekoko ilmoitetaan kahdella seulakooalla (d/D), joiden väliin valtaosa raekokojakaumasta jää. Näin ollen CEN-normin mukaiset raidesepelin raekoot ovat 31,5/63 mm ja 31,5/50 mm. RHK:n siirtymäkauden raekokojakautumavaatimus on asetettu CEN-normiin perustuen (Ratahallintokeskus, 2001). Pääradoilla käytettävän raidesepelin tulee kuulua raekokojakautumaltaan luokkaan F, jolloin vähintään 85 % rakeista tulee sijoittua välille 31,5–63 mm. Aiemmin radassa käytössä olleen uusioraidesepelin ja siihen lisätyn luokan F raidesepelin seoksen raekokojakautumavaatimukseksi RHK asettaa luokan E, jossa sallitaan pienempi keskimääräinen raekoko kuin luokassa F (ks. kuva 3.22). Kuormaus-

ja vaihtotyöalueilla RHK sallii käytettäväksi raekokojakautumaluokan C materiaalia, joka käytännössä poikkeaa melko vähän luokkien A, B, D ja E materiaalista.

CEN-normin myötä EU-maiden on yhtenäistettävä vaatimuksensa taulukon 3.6 mukaisiksi, mistä syystä niitä ei ole tarkoituksenmukaista tässä yhteydessä tarkemmin arvioida. EU-maiden sekä joidenkin muiden maiden raekokojakautumavaatimuksia on esitetty mm. lähteissä ERRI (1991) ja Uusi-Luomalahti (1994). Norjan rautateiden (Jernbaneverket, 2000a) vaatimus raidesepelin raekokojakautumalle on esitetty kuvassa 3.22. Kuvasta nähdään, että Jernbaneverket edellyttää käytettäväksi CEN-normin mukaiseen luokkaan F nähden keskimäärin hieman pienirakeisempaa raidesepeliä raidesepelin raekoon (d/D) ollessa 25/63 mm.

Pohjois-Amerikassa on esitetty useita ohjeellisia rakeisuusalueita tukikerrosmateriaalille. Kalliosta murskatun karkearakeisen raidesepelin yleisesti käytettyjä raekokojakautumavaatimuksia on esitetty taulukossa 3.7 (AREMA, 2002; Clifton et al., 1987). Verrattaessa ehkä käytetyintä (esim. Raymond, 1985b; Robnett et al. 1975) AREMA 4 -rakeisuusaluetta Eurooppalaisiin vaatimuksiin (ks. kuva 3.22) havaitaan AREMA 4:n sijoittuvan selvästi pienirakeisemmalle alueelle raidesepelin raekoon (d/D) ollessa 19,1/38,1 mm. AREMA 4 rakeisuusalue vastaa käytännössä rakeisuusaluetta CP 4. Vastaavasti AREMA 3 ja CP 5 ovat käytännössä hyvin lähellä toisiaan. Kuvassa 3.22 on esitetty myös taulukossa 3.7 karkearakeisimman ohjealueen omaava AREMA 24, joka sekin sijoittuu CEN-normin mukaiseen luokkaan F nähden pienirakeisemmalle alueelle.

Taulukko 3.6. Raekokojakautumaluokat, joihin raidesepelin on CEN-normin (EN 13450) mukaan kuuluttava.

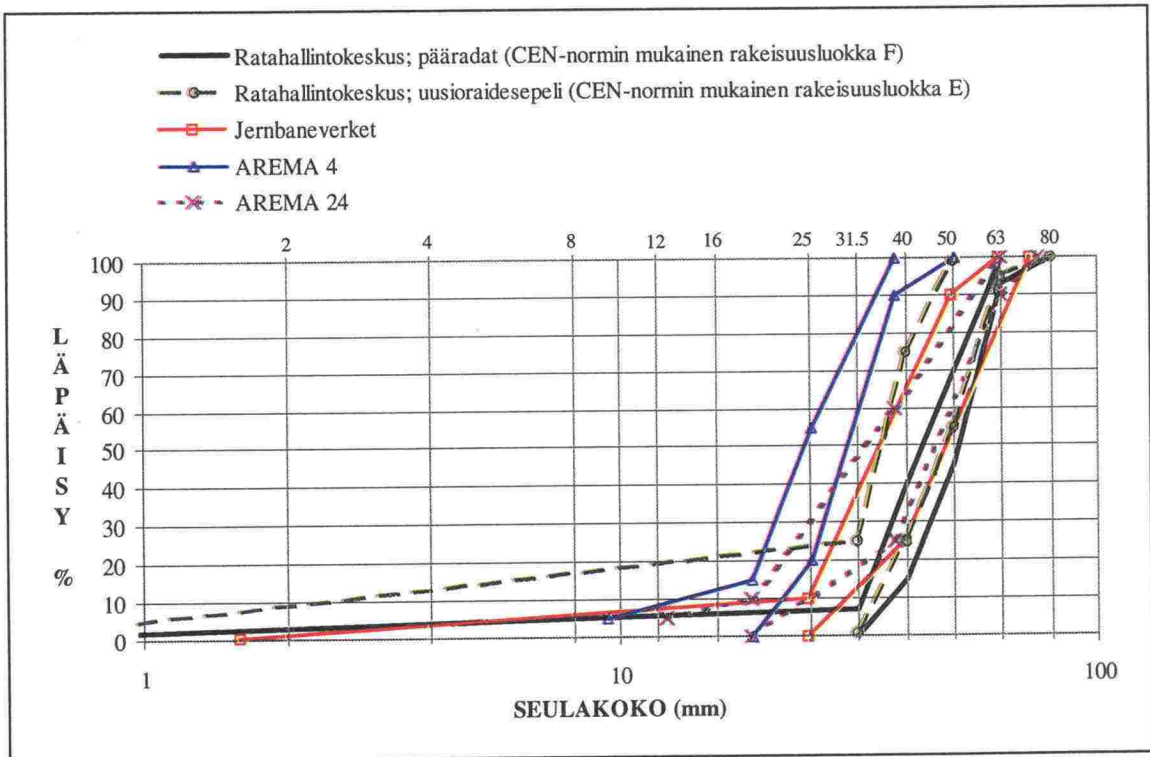
Seulan koko mm	Raidesepelin raekoko 31,5/50 mm			Raidesepelin raekoko 31,5/63 mm		
	Läpäisyprosentti					
	Raekokojakautumaluokka					
	A	B	C	D	E	F
80	100	100	100	100	100	100
63	100	97 – 100	95 – 100	97 – 99	95 – 99	93 – 99
50	70 – 99	70 – 99	70 – 99	65 – 99	55 – 99	45 – 70
40	30 – 65	30 – 70	25 – 75	30 – 65	25 – 75	15 – 40
31,5	1 – 25	1 – 25	1 – 25	1 – 25	1 – 25	0 – 7
22,4	0 – 3	0 – 3	0 – 3	0 – 3	0 – 3	0 – 7
31,5-50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	-	-	-
31,5-63	-	-	-	≥ 50	≥ 50	≥ 85

HUOM 1: Vaatimus 22,4 mm seulan läpäisystä on voimassa silloin, kun näyte otetaan tuotantopaikalta

HUOM 2: Joissakin tapauksissa 22,4 mm seulan sijasta voidaan käyttää 25 mm seulaa, jolloin 0–3 sijasta toleranssina käytetään 0–5 (luokassa F 0–7).

Taulukko 3.7. Pohjois-Amerikassa yleisimmin käytetyt karkearakeisen kalliosta murskatun raideseppelin rakeisuusluokat. American Railway Engineering and Maintenance of Way Association; AREMA. Canadian Pacific Rail; CP. (AREMA, 2002; Clifton et al., 1987)

Seulan koko mm (muunnettu tuumamitoista)	Raideseppelin raekoko				
	19,1/38,1 mm		25,4 /50,8 mm		19,1/63,5 mm
	Läpäisyprosentti				
	Rakeisuusluokka				
	AREMA 4	CP 4	AREMA 3	CP 5	AREMA 24
76,2	100	100	100	100	100
63,5	100	100	100	100	90 – 100
50,8	100	100	95 – 100	90 – 100	
38,1	90 – 100	90 – 100	35 – 70	35 – 70	25 – 60
25,4	20 – 55	20 – 55	0 – 15	0 – 5	
19,1	0 – 15	0 – 5			0 – 10
12,7			0 – 5		0 – 5
9,5	0 – 5				
4,75		0 – 3		0 – 3	
0,075	0 – 1	0 – 2	0 – 1	0 – 2	0 – 1



Kuva 3.22. RHK:n (2001) CEN-normin (EN 13450) ja Jernbaneverketin (2001) vaatimukset sekä joitakin AREMA:n (2002) suosituksia pääradoilla käytettävän raideseppelin raekoko-jakautumalle.

Raidesepelinäytteen sisältämän hienorakeisen kiviaineksen, eli alle 0,5 mm lajitteen ('fine particles', EN 13450), osuuden RHK rajoittaa tuotantopaikalta otetussa näytteessä 1,0 %:iin kuivaseulonnalla määritettynä. Vastaavasti hienoaineksen, eli alle 0,063 mm lajitteen ('fines', EN 13450), osuuden RHK rajoittaa 1,0 %:iin märkäseulonnalla määritettynä (ks. taulukko 3.8). Vaatimukset ovat yhteensopivat CEN-normin kanssa, jossa asetetaan luokituksen perustaksi tietyt raja-arvot.

Taulukko 3.8. RHK:n (CEN-normin kanssa yhteensopivat) raja-arvot tuotantopaikalta otetun raidesepelinäytteen sisältämän hienorakeisen kiviaineksen ja hienoaineksen määrälle. (Ratahallintokeskus, 2001).

Seulan koko mm	Seulan läpäissyt massa (%)	Määrittystapa
0,5	≤ 1,0	SFS-EN 933-1; Kuivaseulonta
0,063	≤ 1,0	SFS-EN 933-1; Märkäseulonta

Jernbeneverketin vaatimuksen (Jernbeneverket, 2000a) mukaan alle 1,6 mm lajitteen osuus raidesepelissä ei saa ylittää 0,5 % kuivaseulonnalla määritettynä. Todettakoon, että Banverketin (CEN-normin voimaantulon myötä poistettava) vaatimus (Banverket, 1996b), jonka mukaan alle 11,6 mm lajitteen osuus saa olla enintään 0,5 %, lienee materiaalin käsittelyn johdosta käytännössä hyvin vaikeaa toteuttaa. Taulukosta 3.7 nähdään, että raekokojakautumilla CP 4 ja CP 5 alle 4,75 mm rakeiden osuus ei saa ylittää 3 %, eikä alle 0,075 mm rakeiden osuus 2 %. AREMA-rakeisuuksissa alle 0,075 mm rakeiden osuus ei saa ylittää 1 %.

3.4.3 Partikkelien fysikaaliset ominaisuudet

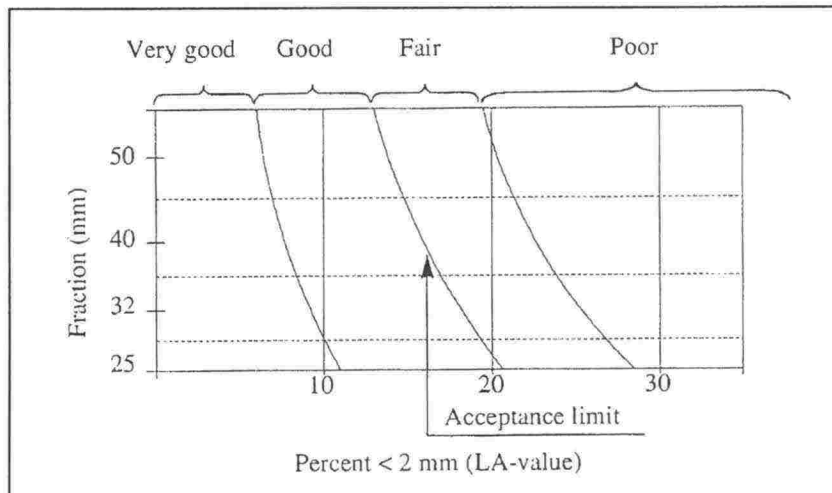
RHK:n aiempien vaatimusten mukaan raidesepelin lujuutta on testattu haurausarvo- ja kuulamylykokeilla. Iskunkestävyyden testauksessa jo siirtymäkauden ohjeessa on siirrytty haurausarvotestistä CEN-normin voimaantullessaan velvoittamaan Los Angeles -testiin. Siten CEN-normin voimaantulon myötä merkittävin muutos nykyiseen siirtymäkauden ohjeeseen tulee olemaan luopuminen hiovan kulutuksen kestävyys testauksessa kuulamylykokeesta hellävaraisemman Micro-Deval-kokeen hyväksi. RHK:n siirtymäkaudelle asettamat lujuusvaatimukset sekä raidesepelin lujuusluokan määräytyminen Los Angeles -testin tuloksen perusteella kolmeen luokkaan R1/R2, R3 ja R4 on esitetty taulukossa 3.9 (Ratahallintokeskus, 2001). Rakennuskohteessa käytettävä raidesepelin lujuusluokka valitaan tapauskohtaisesti elinkaarikustannusvertailuna eri lujuusluokan kiviaineksista saatujen tarjousten, niille odotettavissa olevan kestojen sekä rataosan vuotuisen liikennemäärän perusteella (Nurmikolu, 2000).

Jernbeneverket asettaa vaatimuksen raidesepelin suorituskyvylle Los Angeles -testissä (Jernbeneverket, 2000a). Testimenetelmä kuitenkin poikkeaa CEN-normin mukaisesta. Rummun kierrosmäärä on Jernbeneverketin vaatimuksessa vain puolet (500) CEN-normin mukaisesta kierrosmäärästä. Lisäksi Jernbeneverketin vaatimuksen mukaisesti Los Angeles -arvo määritetään kokeen jälkeen 2 mm seulan läpäisyprosenttina (Jernbeneverket, 1999), kun vastaava seula CEN-normin mukaisessa menetelmässä on 1,6 mm. Jernbeneverketin vaatimuksen mukaisessa menetelmässä myös testattavan lajitteen koko on valittavissa ja vaatimus on sidottu käytettyyn lajitteeseen. Näistä syistä johtuen kuvassa 3.23 esitettyä Jernbeneverketin vaatimusta on vaikea verrata CEN-

normin mukaisella tavalla tehdyn Los Angeles -testin tuloksille asetettuihin vaatimuksiin.

Taulukko 3.9. RHK:n (2001) vaatimukset raideseppelin lujuudelle sekä raideseppelin lujuusluokan määrittäminen Los Angeles -testin tuloksen perusteella (edellyttäen, että kuulamylyarvo-vaatimus täyttyy).

	Testimenetelmä	Vaatimus	Raideseppelin lujuusluokka
Kuulamylyarvo	RHK (2001) liite H	≤ 14	
Los Angeles -arvo	SFS-EN 1097-2 & RHK (2001) liite C	≤ 12	R1/R2
		≤ 16	R3
		≤ 20	R4



Kuva 3.23. Jernbanelin vaatimus CEN-normissa esitettyyn menetelmään nähden muunnetulle Los Angeles -testin tulokselle. (Jernbanelin, 2000a)

Pohjois-Amerikassa raideseppelin lujuuden arvioinnissa käytetään yleisesti Los Angeles -testiä normin ASTM C535 mukaisena, jolloin Los Angeles -arvo vastaa kooltaan 4,25 mm seulan läpäisyprosenttia kokeen jälkeen, sekä Mill Abrasion -testiä (esim. Selig ja Boucher, 1990; Selig ja Waters, 1994), joka on periaatteiltaan Micro-Deval-testiä vastaava veden läsnäollessa tehtävä hioutuvuustesti eroten Micro-Deval-testistä kuitenkin mm. kokeen keston suhteen. Näiden testien tuloksista kaavalla 3-8 laskettava "abrasion number" on Pohjois-Amerikassa yleisesti raideseppelin lujuuden kuvaamiseen käytetty parametri (esim. Selig ja Boucher, 1990; Han, 1998; Klassen et al. 1987), johon mm. raideseppelin kestoikäarvio (ks. luku 4) perustuu. Testimenetelmien eroavaisuuksien vuoksi pohjoisamerikkalaisten lujuusvaatimusten arviointi CEN-normin mukaisiin menetelmiin sidottuna on vaikeaa.

$$AN = LAA + 5 \cdot MA, \text{ missä} \quad (3-8)$$

AN = Abrasion number; raideseppelin lujuutta kuvaava parametri
 LAA = Los Angeles -luku (ASTM C535 mukaisesti määritetty)
 MA = Mill Abrasion -luku

Raemuodon arviointiin CEN-normissa esitetään kolme menetelmää; litteysluku (SFS-EN 933-3), muotoarvo (SFS-EN 933-4) ja pitkien (≥ 100 mm) rakeiden osuus. Kullakin menetelmällä saaduille tuloksille on normissa muodostettu raja-arvoihin perustuva luokitus, joista RHK on valinnut taulukossa 3.10 esitetyt raja-arvot.

Taulukko 3.10. RHK:n (CEN-normin kanssa yhteensopivat) vaatimukset raidesepelin raemuodolle. (Ratahallintokeskus, 2001)

Ominaisuus	Vaatus
Muotoarvo	≤ 20
≥ 100 mm pitkien sepelirakeiden osuus (näyteko > 40 kg)	$\leq 12 \%$

Jernbeneverketin menetelmä raidesepelin raemuodon luokitteluksi perustuu kuutiomaisten rakeiden osuuden määrittämiseen. Kuutiomaisiksi Jernbeneverketin menetelmässä luetaan rakeet, joiden pituuden ja leveyden sekä leveyden ja paksuuden suhde ei kumpikaan ole suurempi kuin kaksi. Näiden kuutiomaisten rakeiden osuus sadasta satunnaisesti valitusta rakeesta määritettynä tulee olla vähintään 65 %. (Jernbeneverket, 2000a)

Yllä esitettyjen iskunkestävyyden, hiovan kulutuksen kestävyys ja raemuodon tutkimusmenetelmien lisäksi CEN-normissa määrätty muut partikkelien fysikaalisten ominaisuuksien arviointiin mahdolliset menetelmät on esitetty taulukossa 3.11. Kiviaineksen rapautuvuuden suuntaa-antavassa arvioimisessa viitteelliseksi todetaan lisäksi normin SFS-EN 932-3 mukainen petrografinen arviointi. Petrografinen arviointi yhdessä vedenimeytymiskokeen kanssa ovat ainoat normin mahdollistamat kemiallisen rapautumisalttiuden arviointitavat. *On huomattava, että RHK:n (2001) nykyisissä raidesepelivaatimuksissa ei aseteta vaatimusta kiviaineksen rapautumisherkkyydelle, vaikkakin toimitettavan raidesepelien mukana veloitetaan toimittamaan kiviaineksen yksinkertainen petrografinen kuvaus.* Aiemmin käytössä olleissa raidesepelin laatuvaatimuksissa (VR, 1995) kiviaineksen koostumuksesta johtuva rapautumisalttius katsottiin vähäiseksi, jos mikroskooppitutkimuksen perusteella kiviaines sisältää opaakkimineraaleja (sulfideja, kiisuja, oksideja tai grafiittia) korkeintaan 3 %. Tämän lisäksi esitettiin luvussa 3.5.3 alusrakennemurskeellekin asetetut (Ratahallintokeskus, 1999) vaatimukset siten, että mikäli luvussa 3.5.3 alusrakennemurskeelle rapautumisherkkien ja pehmeiden mineraalien osalta esitetyt rajat ylittyivät, rapautumisalttius tuli vaadittaessa tutkia joko veden absorption tai suolan kiteytymispaineeseen perustuvan magnesiumsulfaattikokeen perusteella. Veden absorption tuli olla enintään 0,5 painoprosenttia ja materiaalihäviö viiden syklin mittaisessa magnesiumsulfaattikokeessa enintään 2 painoprosenttia.

Taulukko 3.11. CEN-normin mukaiset muut mahdolliset partikkelin fysikaalisten ominaisuuksien tutkimusmenetelmät.

Testi	Menetelmä
Jäädytys-sulatuskestävyys	SFS-EN 1367-1 muokattuna prEN 13450:n mukaisesti
Magnesiumsulfaattitesti	SFS-EN 1367-1 muokattuna prEN 13450:n mukaisesti
Kiintotiheys	SFS-EN 1097-6
Vedenimeytyminen	SFS-EN 1097-6

Fysikaalista rapautumisherkkyyttä kuvaavien testimenetelmien, jäädytys-sulatus- ja magnesiumsulfaattikokeen osalta CEN-normissa todetaan, että käytännön kokemusta raideseppelin testaamisesta näillä menetelmillä on vähän, tosin Alkio ja Vuorinen (1997) vertailivat näitä ja lisäksi muita kiviaineksen fysikaalisen rapautumisalttiuden testimenetelmiä. Kokemusten puutteesta johtuen vaatimuksia näiden testien osalta, samoin kuin kiintotiheydelle ja vedenimeytymiselle, ei ole esitetty.

Pohjois-Amerikassa on käytössä (AREMA, 2002) vastaavien ominaisuuksien kuvaamiseksi ASTM:n normittamia menetelmiä, joita ei tässä ole tarkoituksenmukaista käsitellä. Kiviaineksen petrografisen arvioinnin merkitystä raideseppelin laadun arvioinnissa korostetaan (esim. Watters et al., 1987). Petrografisen arvioinnin rajoitteena on sen perimmäinen subjektiivisuus, mutta toisaalta osaava tarkastelija pystyy tekemään varsin tarkkoja arvioita kiviaineksen soveltuvuudesta ympäristörasitusten alaiseen toistokuormituskohteeseen.

3.5 Murskatun kalliokiviaineksen laatuvaatimukset alusrakenteessa

3.5.1 Yleistä

Alusrakennemateriaalille asetettavien vaatimusten tulee perustua seuraaviin näkökohtiin:

1. Rakennemateriaalin routimattomuus
2. Luontaisen konvektion estävä raekokojakautuma roudan tunkeutumisen hidastamiseksi
3. Riittävä rapautumisen ja mekaanisen hienonemisen vastustuskyky routimattomuuden säilymiseksi koko käyttöiän
4. Vastustuskyky palautuvien ja pysyvien muodonmuutosten synnylle

Vastaavalla tavalla kuten tukikerrosmateriaalin kohdalla voidaan luvussa 3.2 esitettyjen näkökohtien yhteenvedona alusrakenteessa käytettävän kalliomurskeen edullisiksi ominaisuuksiksi lausua:

- jännitysjakautuman tasoittamiseen soveltuva maksimiraekoko
- melko suhteistunut, hyvän tiivistyvyyden mahdollistava raekokojakautuma
- mahdollisimman vähäinen hienoainespitoisuus
- hyvä iskevän kulutuksen kesto (sitkeys)
- hyvä hiovan kulutuksen kesto (kovuus)
- mahdollisimman vähäinen alttius kemialliselle- sekä pakkasrapautumiselle
- kuutiomainen, teräväsärmäinen raemuoto

- suuri rakeiden pinnan karkeus, etenkin mikrokarkeus
- materiaalista irtoavan hienoaineksen hyvä vedenläpäisevyys ja huono vedensitomiskyky.

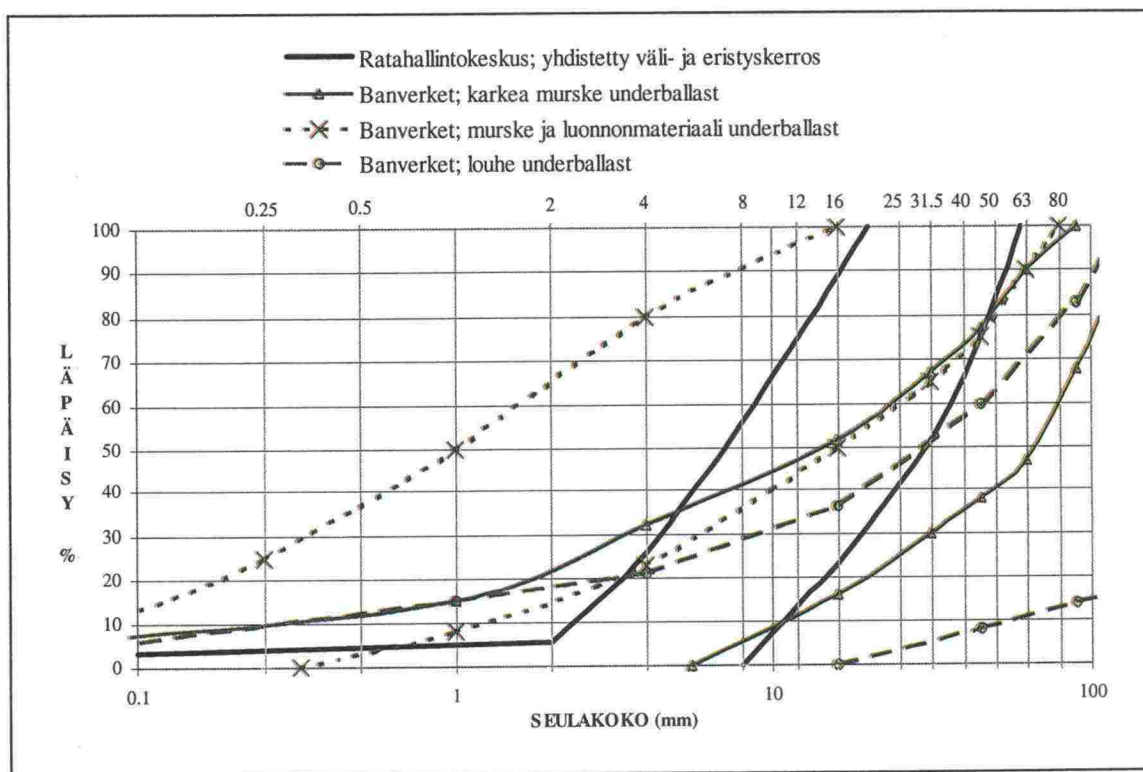
Vaatimukset voidaan todeta kiviaineksen fysikaalisten ominaisuuksien osalta yhteneviksi tukikerrosmateriaalille esitettyjen vaatimusten kanssa. Raekoon osalta alusrakenteesta puhuttaessa tulee kuormituskestävyyden lisäksi huomioda, että jännitysjakautuma tasoittuu riittävästi pohjamaahan tultaessa. Raekokojakautuman muodon suhteen alusrakenteessa vallitsevilla tukikerrosta alhaisemmillä jännitystasoilla voidaan valita (ks. luku 3.2.3) sekarakeisempi, paremman pysyvien muodonmuutosten vastustuskyvyn omaava materiaali. Luonnollisesti alusrakenteen yläosassa, välikerroksessa, maksimiraekokoa ja raekokojakautuman muotoa optimoitaessa lähestytään tukikerrosmateriaalille esitettyjä vaatimuksia, kun taas alempana rakenteessa tarve raekoon pienentämiselle sekä mahdollisuus sekarakeisuuden lisäämiselle kasvaa. Materiaalin raekoon ja raekokojakautuman tasainen muuttaminen rakenteen syvyys-suunnassa ei käytännössä kuitenkaan ole tarkoituksenmukaista. Olemassa olevat kotimaiset ohjeet (Ratahallintokeskus, 1999) edellyttävätkin murskattua kalliokiviainesta käytettäessä väli- ja eristyskerrokset rakennettavaksi samasta materiaalista samalla kertaa.

Raidesepeliä vastaavalla tavalla myös muita rakentamisessa käytettäviä kiviaineksia, kuten radan alusrakennemateriaaleja, koskeva CEN-normi (EN 13242) on valmistunut. Laajan sovellusalueensa vuoksi kyseinen normi ei luonnollisesti määrittele vaatimuksia raekokojakautumalle toisin kuin raidesepelinormi. Mahdolliset testimenetelmät kiviainesten eri ominaisuuksien arviointiin normi sen sijaan määrittää. Tilaaajan päätettäväksi jää sovelluskohteen tarpeista riippuen testattavaksi haluamiensa ominaisuuksien ja niiden raja-arvojen valitseminen normissa esitetyistä.

3.5.2 Rakeisuus

Kuvassa 3.24. on esitetty RHK:n raekokojakautumavaatimus (Ratahallintokeskus, 1999) yhdistetyssä väli- ja eristyskerroksessa käytettävälle murskatulle kalliokiviainekselle samoin kuin Banverketin (1998) raekokojakautumavaatimukset alusrakenteessa (underballast) käytettäville kalliomurskeille. Banverket sallii kolmen raekokojakautumaltaan erilaisen murskatun materiaalin käytön alusrakenteessa, joten käytännössä raekokojakautuman määrää Banverketin raekokosuhteelle ($C_u = d_{60} / d_{10}$) asettama vaatimus $C_u > 6$. Kuvasta 3.24 nähdään, kuinka Banverketin raekokojakautumien rajakäyrät ovat melko selvästi RHK:n rajakäyriä loivempia, joten Banverketin rajakäyrien suuntaisen raekokojakautuman raekokosuhte on suurempi kuin RHK:n asettamilla rajakäyrillä. On huomattava, että myös RHK:n asettaman raekokosuhtevaatimuksen ($C_u \geq 6$) toteutuessa materiaalin rakeisuuskäyrä on hieman risti-riittäisästi loivempi kuin RHK:n asettamat rajakäyrät. Norjalaisessa ohjeistuksessa (Jernbaneverket, 2000b) pääosan rakenteen routasuojauksesta tarjoavassa alusrakenteen alemmassa kerroksessa (frostsikringslag) käytettävän kalliomurskemateriaalin edellytetään olevan suhteistunutta (eli $C_u \geq 15$). Aiemmissa luvuissa 3.2.3 esitetyn perusteella RHK:n alusrakennemurskeen raekokojakautumalle esittämiä rajakäyriä vastaavan raekokosuhteen omaavan materiaalin voidaan arvioida olevan Banverketin rajakäyrien ja Jernbaneverketin vaatimuksen omaaviin sekarakeisempiin materiaaleihin nähden alttiimpi pysyvien muodonmuutosten syntymiselle toistokuormituksessa. Myös edelly-

tykset luontaiselle konvektiolle (vrt. luku 3.3.4) samoin kuin tuulen aiheuttamalle konvektiolle (vrt. luku 3.3.3) saattavat olla RHK:n rakeisuusvaatimuksen mukaisessa materiaalissa paremmat kuin vertailuissa tapauksissa. Toisaalta RHK:n raekokojakautumalla alhaisemmasta hienorakeisen aineksen määrästä johtuen materiaalin routimisherkyys sekä alttius muuttua jauhautumisessa ja rapautumisessa syntyvän hienoaineksen johdosta routivaksi on vähäisempi.



Kuva 3.24. RHK:n (1999) yhdistetyn väli- ja eristyskerroksen kalliomurskeelle sekä Banverketin (1998) murskatulle alusrakennemateriaalille asettamat raekokojakautumavaatimukset.

Louheen käyttö alusrakennekerroksissa maksimiraekokoon 500 mm saakka on RHK:n vaatimuksesta poiketen (maksimiraekoko 60 mm) sekä Banverketin että Jernbaneverketin ohjeistuksen mukaan mahdollista.

Hienoaineksen määrää alusrakennemurskeessa rajoitetaan taulukon 3.12 mukaisesti. Taulukon nojalla hienoainespitoisuuteen liitetty rakennemateriaalin routimisherkyys voidaan arvioida Jernbaneverketin vaatimusten mukaisessa materiaalissa pienimmäksi ja Banverketin vaatimusten mukaisessa materiaalissa selvästi suurimmaksi.

AREMA-käsikirjassa (2002) sub-ballast-materiaalin raekokojakautuma suositellaan määritettäväksi pohjamaan raekokojakautuman perusteella mitä ilmeisimmin lähinnä suodatintoimintaa ajatellen. Lisäksi hienoaineksen (<0,075 mm) enimmäismääräksi suositellaan 5 %.

Taulukko 3.12. RHK:n (RHK), Jernbaneverketin (JBV) ja Banverketin (BV) vaatimukset hienoaineksen enimmäismäärille alusrakennemurskeessa.

Raekoko	RHK	JBV	BV
< 0,06 mm aineksen osuus	< 3 %		
< 0,02 mm aineksen osuus < 20 mm aineksessa		≤ 3 %	
< 0,06 mm aineksen osuus < 60 mm aineksessa			< 7 %
< 0,075 mm aineksen osuus < 16 mm aineksessa			< 16 %

3.5.3 Partikkelien fysikaaliset ominaisuudet

RHK:n vaatimukset radan alusrakenteessa käytettävän kalliokiviaineksen lujuudelle on esitetty taulukossa 3.13 (Ratahallintokeskus, 1999). CEN-normin voimaantumalon myötä kuulamyly- ja haurausarvoihin perustuvat vaatimukset on tarve muuttaa sidotuiksi CEN-normin mukaisiin koemenetelmiin.

Taulukko 3.13. RHK:n vaatimus alusrakenteessa käytettävän kalliokiviaineksen lujuudelle. (Ratahallintokeskus, 1999)

Ominaisuus	Vaatimus
Haurausarvo	< 22
Kuulamylyarvo	< 16

Banverketin (1998) vaatimuksessa todetaan yleisesti, että kiviaineksen tulee olla lujaa ja hyvin rapautumista vastustavaa. Jernbaneverketin (2000b) ohjeessa todetaan useimpien norjalaisten kivilajien soveltuvan alusrakennemurskeeksi. Esimerkkinä soveltumattomista kivilajeista todetaan fylliitti. Kiilleliuskeen ja kalkkikiven soveltuvuus todetaan tapauskohtaisesti arvioitavaksi. Jernbaneverketin ja Banverketin kvantifioimattomiin vaatimuksiin verrattuna RHK:n vaatimuksia voidaan pitää varsin tiukkoina.

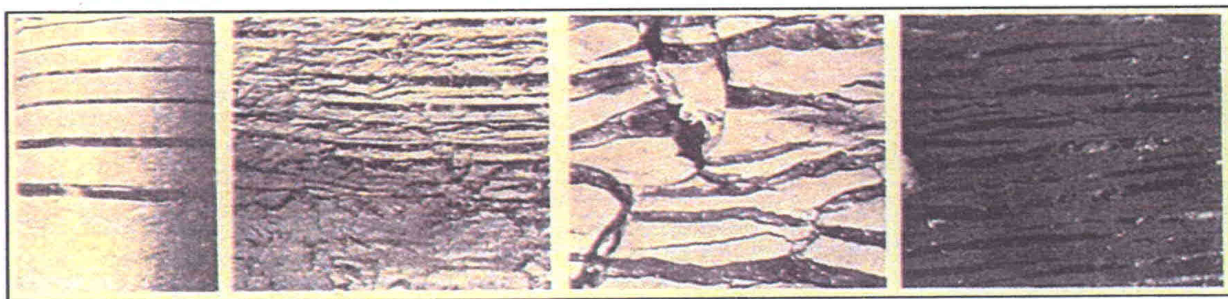
Mineralogian osalta RHK:n vaatimuksessa todetaan, että kiviaines ei saa sisältää haitallisessa määrin rapautumisherkkiä mineraaleja. Ohutietutkimuksen perusteella oliviinin, pyrokseenien, epidootin, karbonaatin ja kloriitin määrä kiviaineksessa ei saa ylittää 5 %. Pehmeiden mineraalien, kuten kiilteen, talkin ja kalsiitin yhteenlaskettu osuus kiviaineksessa ei saa ylittää 25 %. Jos kiillettä esiintyy kiviaineksessa pakkoina tai suuntautuneina kasaumina, sen osuus saa olla enintään 15 %. Verrattaessa alusrakennekerroksissa käytettäväksi soveltuvalla murskeelle asetettuja rapautumisalittiuteen liittyviä vaatimuksia aiempiin raidesepelin laatuvaatimuksiin (VR, 1995) on huomattava, että opaakkimineraaleja koskeva rajoitus puuttuu alusrakennemurskeen osalta.

4. HIENOAINES KALLIOMURSKEEN ROUTIVUUDEN SÄÄTELIJÄNÄ

4.1 Johdanto routimistarkasteluun

4.1.1 Routaan liittyviä käsitteitä

Maan *routaantumisella* (*freezing*) tarkoitetaan sen sisältämän huokosveden jäätymistä. *Routimisella* (*frost action*) ymmärretään routaantumisesta tai sulamisesta mahdollisesti seuraavia haitallisia ilmiöitä, *routanousua* (*frost heave*) ja *sulamispehmenemistä* (*thawweakening*). Routaantumiseen liittyvän routimisprosessin pääasiallinen aiheuttaja on sulasta maasta virtaavan veden synnyttämien jäälinssien (ks. kuva 4.1) muodostuminen jäätymisvyöhykkeessä maan routaantumisen yhteydessä. Koska jäälinssien sisältämä vesi on peräisin sulasta maasta, jäälinssien muodostuminen aiheuttaa routaantuvan maan tilavuuden kasvua, joka havaitaan yleensä maarakenteen pinnassa haitallisena routanousuna.



Kuva 4.1. Eri tutkimuksissa kuvattuja jäälinssijä jäätyneessä maassa. Saetersdal (1976)

Jäälinssien muodostumisen mahdollistavaa maamateriaalia kutsutaan *routivaksi* tai *routimisherkäksi* (*frost-susceptible*). Eräs yleisimmin hyväksytyistä (Chamberlain, 1981) routivuuden määrittelyistä onkin Highway Research Board Committee on Frost Heave and Frost Action in Soil (1955) esittämä määritelmä, jonka mukaan "*routiva maa on sellainen, jossa suotuisissa kosteus- ja jäätymisoloissa tapahtuu merkittävää jään segregatiota (erottumista)*" Vastaava määritelmä esitetään ISSMFE:n (1989) toimesta. Vaadituilla kosteus- ja jäätymisoloilla viitataan kolmeen yleisesti hyväksytyyn (esim. Phukan, 1993; Baba, 1993; Ladanyi ja Shen, 1989; Anderson et al., 1984) routimistapahtuman perusedellytykseen, joiden kaikkien voimassaoloa jäälinssien muodostumisprosessi edellyttää:

- 1) maalaji: maan tulee olla routivaa
- 2) lämpötila: routivan maakerroksen lämpötilan tulee laskea alle 0 °C
- 3) vesi: gravitaatio- tai kapillaarivettä tulee olla saatavissa jäälinssin muodostumispaikalle

Kääntäen voidaan todeta, että jäälinssien muodostumista ei tapahdu, mikäli yksi tai useampia edellä mainituista kolmesta edellytyksestä ei toteudu. Ratarakenteen suunnittelussa raiteen suuren tasaisuusvaatimuksen vuoksi lähtökohtana pidetään rakenteen routimattomuutta. Routivassa rakennekerrosmaalissa tämä edellyttäisi materiaalin jäätyminen tai jäätymisvyöhykkeeseen suuntautuvan veden kulun estämistä (Anderson, 1989), joista kumpikaan ei ole ratarakennetta ajatellen kyseeseen tuleva ratkaisu. Tästä syystä routimisen estämiseksi radan rakennekerrokset rakennetaan

routimattomista (non-frost-susceptible) materiaaleista ja routivan pohjamaan routaantuminen pyritään routamitoituksellisesti estämään (esim. Nurmikolu ja Kolisoja, 2002). Materiaalin routimattomuuden arvioimiseksi on syytä määritellä routimaton materiaali. ISSMFE (1989) määrittelee routimattoman maamateriaalin edellä routivalle maalle esitettyyn määritelmään perustuen seuraavasti:

”Routimattomassa materiaalissa ei tapahdu jäätyminen yhteydessä merkittävää jäälinsien muodostumista.”

Olosuhdetekijöiden rajaaminen määritelmän ulkopuolelle on oleellista, jotta routivuutta voidaan tarkastella nimenomaan maalajiominaisuutena. Routimisen voimakkuus riippuu routivassa maassa merkittävästi etenkin veden saannista, mutta routimattomassa maassa merkittävää jäälinsien muodostumista ei tapahdu missään luonnollisissa oloissa. Jatkossa routimattomalla materiaalilla viitataan em. määrittelyyn.

4.1.2 Huokosveden in-situ jäätyminen aiheuttama routanousu

Routanousua saattaa esiintyä routimattomassakin vedellä kyllästetyssä tai lähes kyllästetyssä maassa, koska maan alun perin sisältämän huokosveden jäätyessä sen tilavuus kasvaa noin 9 %. Tällöin puhutaan *in-situ routanoususta*. Edellytys *in-situ routanousun* syntymiselle on, että routaantuminen tapahtuu suljetussa tilassa sikäli, että vesi, joka jäätymislaajenemisen seurauksena ei mahdu alkuperäiseen huokostilaan ei myöskään pääse poistumaan jäätyvän veden puristamana sivuille ja alaspäin maan kokonaistilavuuden lainkaan kasvamatta. Näin ollen edellä esitettyjen määritelmien mukaan tarkkaan ottaen ***myös routimaton maamateriaali saattaa vähäisessä määrin routia*** – luetaanhan *in-situ routanousu* routaantumisesta aiheutuvaksi haitalliseksi ilmiöksi.

In-situ routanousun suuruutta voidaan laskennallisesti arvioida materiaalin huokoisuuden ja jäätymislaajenemisprosentin tulona (Baba, 1993; Nixon, 1982). Esimerkiksi 25 % huokoisuuden omaavassa maassa huokosveden *in-situ* jäätymisestä aiheutuva routanousu on kyllästetyssä maassa laskennallisesti runsaat 2 % jäätyvän kerroksen paksuudesta.

Vaikka *in-situ routanousua* pidetään routimisen aiheuttamaan routanousuun verrattuna yleensä merkityksettömänä tekijänä ja asianmukaisesti kuivatetussa ratarakenteessa materiaalit ovat oletusarvoisesti kaukana kyllästetystä tilasta, ei *in-situ routanousun* vaikutusmahdollisuutta ratarakenteen routanousuja tarkasteltaessa ole raiteen suuri tasaisuusvaatimus huomioonottaen syytä unohtaa. Pinnaltaan avoimessa ratarakenteessa olosuhteet *in-situ routanousulle* ovat esimerkiksi päällystettyyn tierakenteeseen nähden sikäli otollisemmat, että pakkaskauden aikaisten leutojen ajanjaksojen sulamis- ja sadevedet pääsevät päällysteen estämättä rakenteeseen täydentämään huokosten kyllästysastetta. Lisäksi ratarakenteen kuivatus saattaa käytännössä olla usein merkittävästi heikentynyt ja rakenne pahimmassa tapauksessa, kuten routalevytutkimusten (Nurmikolu ja Kolisoja 2001) yhteydessä havaittiin, tukikerrokseen ulottuen vedellä kyllästetyssä tilassa. Toisaalta *in-situ routanousu* on todennäköisesti vähemmän epätasaista verrattuna routimisen aiheuttamaan routanousuun.

4.1.3 Tarkastelun painopistealueet

Routaan liittyviä tutkimuksia on raportoitu kirjallisuudessa verraten paljon. Kokonaisuuden hahmottamiseksi on tarpeellista jaotella tehtyjä tutkimuksia. Phukan (1993) ja Konrad (1980) ovat jaotelleet pääosan maan routanousuun liittyvistä tutkimuksista kuuluvaksi johonkin seuraavista kolmesta ryhmästä:

- 1) perustavaa laatua olevat termodynaamiset analyysit
- 2) laboratoriotutkimusten tuloksia kenttähavaintoihin liittämään pyrkivät empiiriset tutkimukset
- 3) indeksikokeisiin perustuvat routivuustarkastelut.

Tässä yhteydessä keskitytään lyhyen jäälinsien muodostumisilmiön yleisesti hyväksytyjä fysikaalisia selityksiä koskevan tarkastelun jälkeen em. jaottelun mukaiseen ryhmään 3) kuuluvien tutkimusten käsittelyyn. Pyrkimyksenä on havainnoida aluksi fysikaalisten vaikutusmekanismien perusteella maamateriaalin routivuuteen oletettavasti vaikuttavia materiaaliominaisuuksia ja perehtyä sitten indeksikokeiden tuloksena esitettyihin eri ominaisuuksiin perustuviin routivuusluokituksiin. Tarkempi keskittyminen termodynaamisiin analyysihin tai routimisen mallinnuksiin ei ole tutkimusosion päätavoitteen – kalliomurskemateriaalien routivuuden arvioinnin – kannalta tarkoituksenmukaista.

4.2 Teoriat veden imusta jäätymisvyöhykkeeseen

4.2.1 Yleistä

Kuten jo edellä todettiin, routimisen taustalla oleva mekanismi on jäätyvään maahan alapuolisista kerroksista imeytyvän veden ja sen jäätyminen aiheuttama maakerroksen tilavuuden kasvu, joka havaitaan yleensä maarakenteen pinnalla routanousuna. Niinpä keskeinen lähtökohta routimisilmiön tarkastelussa onkin peruste veden imeytymiselle routivaan maakerrokseen.

Vaikka kirjallisuudessa routanousun syntyä on tarkasteltu useilla eri tavoilla, on mielenkiintoista havaita, että veden imun perimmäisestä aiheuttajasta vallitsee käytännössä vain kolme erilaista teoriaa, joita seuraavassa käsitellään jaoteltuna primaarisen ja sekundaarisen routanousun teorioihin sekä adsorptiovoimateoriaan. Primaarisen routanousun teoriassa jäälinsin muodostumisen oletetaan tapahtuvan ainoastaan routarajalla ja se tunnetaan myös kapillaariteorianä. Sekundaarisen routanousun teorioissa jäälinsin muodostumisen oletetaan tapahtuvan hieman likimäärin 0 °C isoterminä vastaavan routarajan kylmemmällä puolella. Tällaisia osittain jäätyneen vyöhykkeen olemassaoloon perustuvia teorioita on useita, kuten Millerin (1977) esittämä jäykän jään teoria sekä Konradin ja Morgensternin (1980, 1981, 1982) esittämä segregatiopotentialiteoria, mutta niiden teoria perimmäisestä imun aiheuttajasta on viime kädessä sama. Myös adsorptiovoimateorian mukaan jäälinsin muodostuminen tapahtuu osittain jäätyneen vyöhykkeen yläpinnalla, mutta teoria imun synnystä eroaa sekundaarisen routanousun teorioista.

4.2.2 Primaarisen routanousun teoria

Primaarisen routanousun teoriana tunnettu kapillaariteoria oli hallitseva routatutkimusteoria 1980-luvulle saakka. Sen mukaan veden virtauksen jäätymisrintamaan aiheuttaa kiinteän ja nestemäisen faasin kaarevalla rajapinnalla vaikuttava paine-ero, jota veden pintajännitys sekä rajapintojen kaarevuussäteet säätelevät. Kapillaariteoriaa ja sen taustoja ovat kootusti esitelleet mm. Kujala (1991, 1994), Loch, (1981), Phukan, (1993), Chamberlain, (1981), Ladanyi ja Shen, (1989). Kapillaariteoriassa jäälinsien muodostumista oletetaan tapahtuvan ainoastaan jäätymisrintamassa (vrt. kuva 4.2). Kapillaariteorian mukaan huokoskoon merkitys on rajapintojen kaarevuussäteisiin vaikuttavana tekijänä keskeinen koko routimisilmiön kannalta. Jäälinsin kyky tunkeutua huokoseen heikkenee huokoskoon pienentyessä. Kun faasien välinen rajapinta oletetaan ympyrän kaaren muotoiseksi, yhtälön 4-1 ollessa voimassa jäälinsin ei kykene tunkeutumaan huokoseen, joten jäätymisrintama ei etene ja jäälinsin voi kasvaa syrjäyttäen maapartikkeleja.

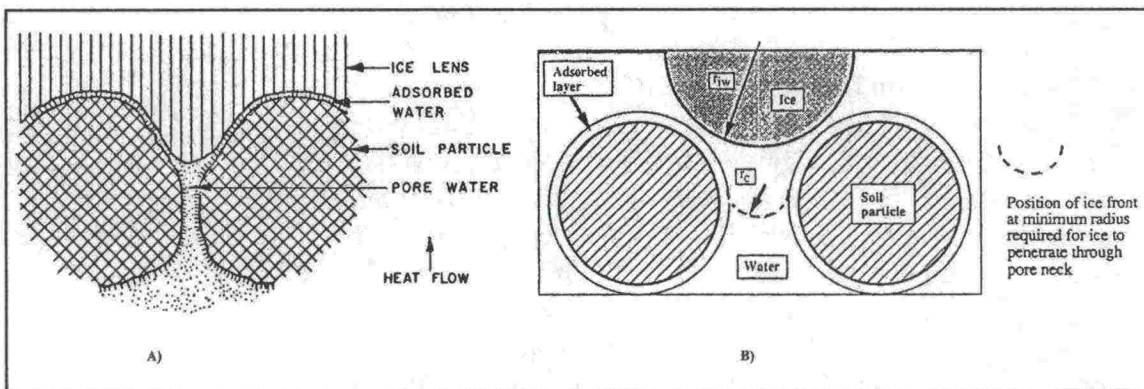
$$p_i - p_w \leq \frac{2\sigma_{iw}}{r_p}, \text{ missä} \quad (4-1)$$

p_i = jään paine, [Pa]

p_w = veden paine, [Pa]

σ_{iw} = pintajännitys jään ja veden rajapinnalla, [N/m]

r_p = huokosen säde, [m]

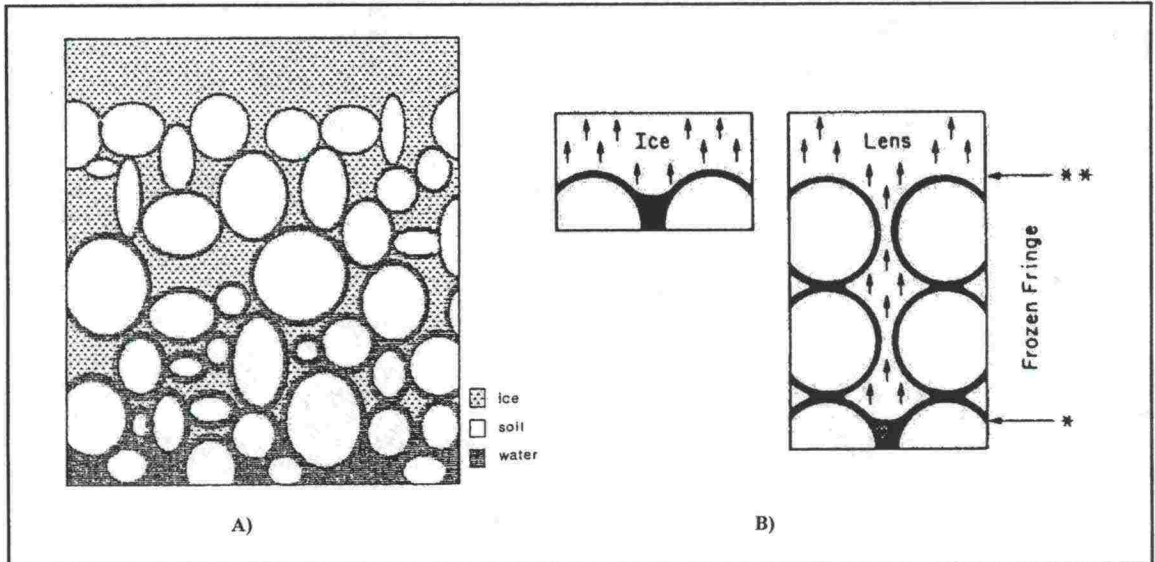


Kuva 4.2. Periaatteellinen kuva A) kapillaariteorian mukaisesta jäälinsin muodostumisesta jäätymisrintamassa Millerin (1977) mukaan sekä B) huokosen koon vaikutuksesta jäälinsiltä huokoseen tunkeutumiseksi edellytettyyn minimikaarevuussäteeseen Baban (1993) mukaan.

4.2.3 Sekundaarisen routanousun teorit

Kapillaariteorian mukaan laskettujen routispaineiden havaittiin kuitenkin olevan mitattuja pienempiä ei-kolloidisissa maalajeissa. Lisäksi kapillaariteorialla ei pystytty selittämään havaintoja, joiden mukaan jäälinsin muodostumista tapahtui routarajan yläpuolella. Tämä johti nykyisin yleisesti vallitsevaan käsitykseen veden virtauksen mahdollistavan osittain jäätyneen kerroksen olemassaolosta likimäärin 0 °C isoterminä vastaavan routarajan ja hieman sen kylmemmällä puolella olevan jäälinsin muodostumistason välillä. Chamberlain (1981) toteaa, että osittain jäätyneen

vyöhykkeen paksuus voi vaihdella alle millimetristä muutamiin senttimetreihin. Miller (1972) kutsui osittain jäätynyttä vyöhykettä nimellä "frozen fringe". Millerin esittämän jäykän jään teoriaksi kutsutun teorian mukaan routimista tapahtuu, mikäli neutraali-jännitys eli huokosjään- ja -vedenpaineen vaikutus tehokkaaseen jännitykseen, ylittää kuormituksen. Kuvassa 4.3 on esitetty periaatteellinen kuva frozen fringestä, jossa jäätymätön vesi verhoaa (vrt. luku 4.3.2) maapartikkeleita sekä sekundaarisen ja primaarisen routanousuteorian periaatteellinen ero.



Kuva 4.3. Periaatteellinen kuva A) veden ja jään esiintymisestä osittain jäätyneessä maa-kerroksessa (frozen fringe) Van Loonin ja Zeilmakerin (1989) mukaan sekä B) primaarisen (vas.) ja sekundaarisen (oik.) routanousun erosta Millerin (1977) mukaan (** jäälinsin alareuna, * frozen fringen alaraja). Nuolet symbolisoivat jäälinsin muodostumisen aiheuttamaa ylöspäin suuntautuvaa työntöä.

Termodynaamiset tasapainotarkastelut, joiden soveltamista maan routaantumistarkastelussa Henry (2000) käsittelee laaja-alaisesti ja joihin Millerin jäykän jään teorian ohella suuri osa routimisilmiön luonteeseen liittyvissä tutkimuksista on sidoksissa, perustuvat olomuotojen väliseen tasapainotilaan, joka vallitsee silloin, kun jään vapaa (Gibbsin) energia on yhtä suuri kuin veden vapaa energia. Tästä lähtökohdasta on johdettavissa huokosveden imua selittävä Clausius-Clapeyronin yhtälönä (4-2) tunnettu lauseke, joka yhtälön 4-3 muotoon muunnettuna liittyy imun huokosjään paineeseen ja jäätyislämpötilaan (esim. Konrad, 1980; Ladanyi ja Shen, 1989; Baba, 1993; Kujala, 1994; Loch, 1981; Phukan, 1993; Chamberlain, 1981).

$$V_w dp_w - V_i dp_i = \frac{L}{T} dT \quad (4-2)$$

$$\frac{p_w}{\rho_w} = \frac{p_i}{\rho_i} + \frac{L}{T_0} \cdot T^* \quad (4-3)$$

, missä

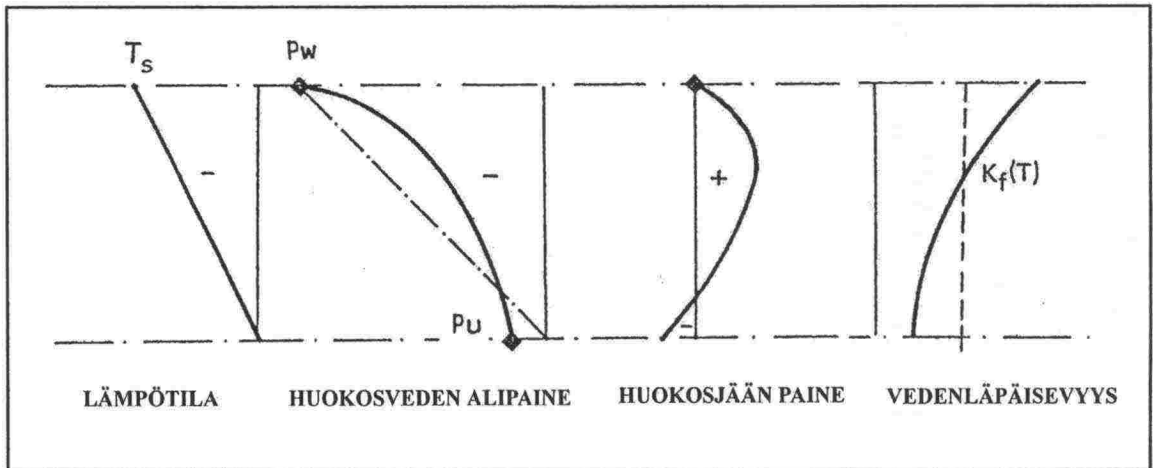
- V_w = veden ominaistilavuus ($= 1/\rho_w$), $[m^3/kg]$
- p_w = veden paine, $[Pa]$
- V_i = jään ominaistilavuus ($= 1/\rho_i$), $[m^3/kg]$
- p_i = jään paine, $[Pa]$
- L = veden jäätymislämpö, $3,336 \times 10^5 \text{ J/kg}$
- T = absoluuttinen lämpötila, $[K]$
- ρ_w = veden tiheys, 1000 kg/m^3
- ρ_i = jään tiheys, $916,8 \text{ kg/m}^3$
- T_0 = veden absoluuttinen jäätymislämpötila, $273,15 \text{ K}$
- T^* = tarkasteltu lämpötila, $[^\circ C]$

Yksinkertaistetussa tapauksessa, jossa jäätyminen tapahtuu ilman ulkoista kuormitusta ja jään paineen voidaan olettaa vastaavan ilmanpainetta, yhtälöstä 4-3 saadaan huokosveden paineelle yhtälön 4-4 mukainen lauseke. Tilanne havainnollistuu edelleen, kun sijoitetaan yhtälöön vakioiden lukuarvot.

$$p_w = \frac{\rho_w L}{T_0} \cdot T^* = 1221 \text{ kPa/}^\circ C \cdot T^* \quad (4-4)$$

Faasiin välisen Gibbsin vapaan energian tasapainotarkastelun mukaan alapuolisista sulista maakerroksista jäälinsin muodostumisvyöhykkeeseen suuntautuva lisäveden imeytyminen on routimisilmiössä seurausta osittain jäätyneeseen kerrokseen muodostuvasta yhtälön 4-4 mukaisesta alipaineesta (p_w negatiivinen), jonka suuruus kasvaa vyöhykkeen yläreunaa kohti lämpötilan laskiessa. Maksimialipaine vastaa jäälinsin muodostumistasolla vallitsevaa lämpötilaa, joten alipaineen suuruus on suoraan verrannollinen materiaalin sisältämän veden jäätymislämpötilaan. Konrad (1980) toteaa Clausius-Clapeyronin-yhtälön paikkansa pitävyyden todistetun myös kokeellisesti.

Yhtälöstä 4-3 on nähtävissä ulkoisen kuormituksen routimisherkkyyttä pienentävä vaikutus, sillä rakenteen pinnalla vaikuttava kuorma vaikuttaa jään painetta lisäävänä tekijänä myös veden painetta lisäävästi eli imua alentavasti. Yhtälön 4-4 mukaan osittain jäätyneessä vyöhykkeessä vallitseva veden alipaine olisi suoraan verrannollinen lämpötilaan. Olettaen lämpötilagradientti osittain jäätyneessä vyöhykkeessä vakioksi alipaine kasvaisi tällöin lineaarisesti osittain jäätyneen vyöhykkeen ylärajaa kohti. Miller (1978) ja Konrad (1980) kuitenkin totesivat, että myös huokosjäähän kehittyä painetta jäätymisen aikana, vaikka ulkoista kuormitusta ei olisikaan, mistä syystä osittain jäätyneessä vyöhykkeessä veden alipaine kasvaa kiihtyen routarajalta ylöspäin (ks. kuva 4.4). Segregaatiopotentiaalteorian mukaan (Konrad ja Morgenstern, 1980, 1981, 1982) alipaineen epälineaarisuus osittain jäätyneessä vyöhykkeessä on seurausta siitä, että vedenläpäisevyyden heikentyminen tapahtuu voimistuvasti lämpötilan laskiessa $0^\circ C$ alapuolella (vrt. kuva 4.4).



Kuva 4.4. Lämpötila, yhtälön 4-4 mukainen huokosveden alipaine (katkoviiva) ja jäänpaine huomioiden laskettu huokosveden alipaine sekä vedenläpäisevyys osittain jäätyneessä vyöhykkeessä Konradin (1980) mukaan.

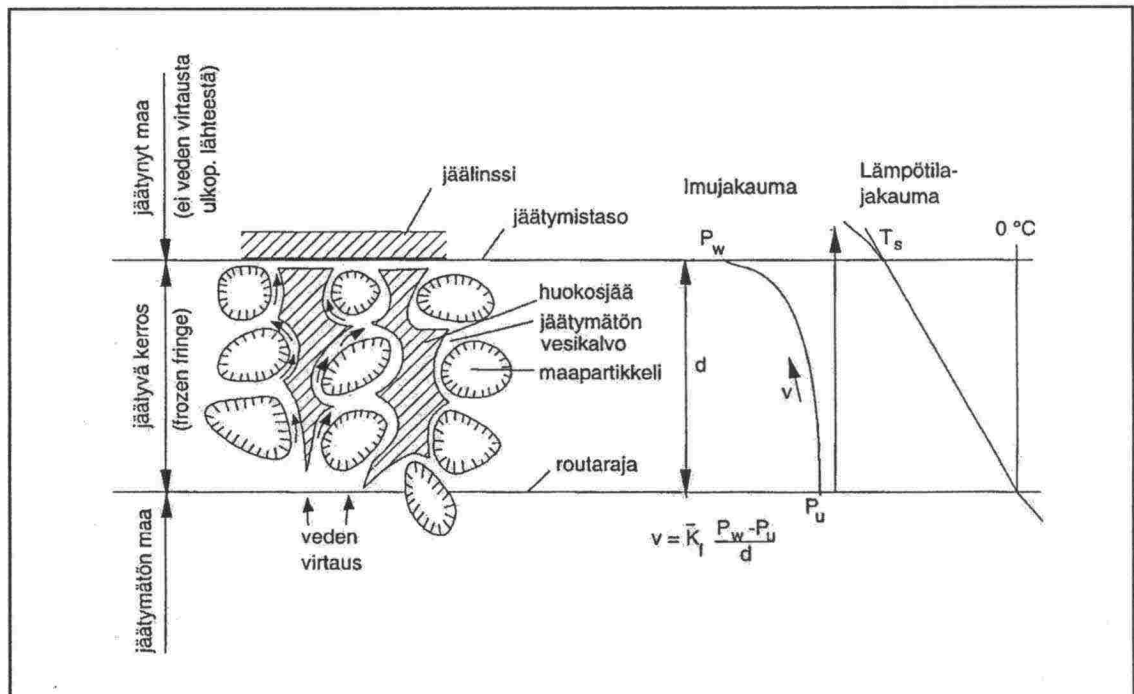
Segregaatiopotentiaaliteorian perusoletus on, että veden virtausnopeus $v(t)$ jäälinsin kasvuprosessin aikana on suoraan verrannollinen jäätymisvyöhykkeen lämpötila-gradienttiin yhtälön 4-5 mukaisesti (ks. kuva 4.5). Verrannollisuuskertoimta kutsutaan segregaatiopotentiaaliksi, joka täten kuvaa maan routimisherkkyyttä.

$$v = SP \cdot \text{grad}T \quad , \text{ missä} \quad (4-5)$$

v = veden virtausnopeus jäälinsin muodostumistasolle, m/h

SP = segregaatiopotentiaali, m^2/Kh

$\text{grad}T$ = lämpötilagradientti jäätyneessä kerroksessa routarajalla, $^{\circ}C/m$

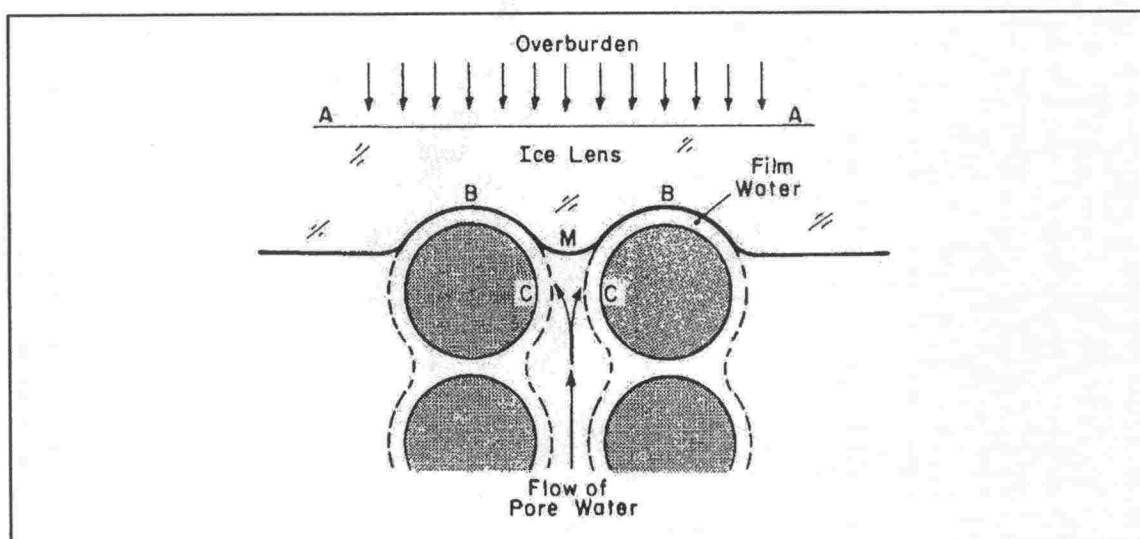


Kuva 4.5. Segregaatiopotentiaaliteorian mukainen käsitys osittain jäätyneen vyöhykkeen tilasta Kujalan (1994) mukaan.

Vaikka segregatiopotentialiteorian mukaan veden virtaus jäälinssin muodostumistasolle riippuu vallitsevan alipaine- ja lämpötilagradientin lisäksi myös mm. osittain jäätyneen ja sulan kerroksen vedenläpäisevyydestä, on huomattava, että jäätymistasossa vaikuttavan alipaineen arviointimenetelmä on esimerkiksi jäykän jään teoriaan nähden sama faasien väliseen termodynamiikkaan perustuva (yhtälö 4-3).

4.2.4 Adsorptiovoimateoria

Kapillaariteorian puutteellisuuden ilmenemisen aikaan Takagi (1979, 1980) esitti adsorptiovoimateorian. Adsorptiovoimateoria perustuu jäälinssin ja maapartikkelien pinnan väliseen vesikalvoon, joka omaa kiinteän aineen kaltaisen kyvyn vastustaa muodonmuutoksia. Vesikalvo (ks. kuva 4.6) pyrkii adsorptioteorian mukaan säilyttämään paksuutensa, mistä syystä uloimman kerroksen jäätyminen aikaansaa imun jäätyneen veden korvaamiseksi, jolloin jäälinssi työntyy jäätynyttä kerrosta vastaavan siirtymän ylöspäin.



Kuva 4.6. Jäälinssin muodostuminen adsorptiovesikalvossa (film water) adsorptiovoimateorian mukaan. Takagi (1980)

Osittain jäätyneen kerroksen olemassaolo sisältyy myös adsorptiovoimateoriaan. Takagi kutsuu jäätymisvyöhykkeen ylärajalla tapahtuvaa jäälinssin muodostumista segregatio-jäätymiseksi. Jäätymisvyöhykkeen alarajalla tapahtuu in-situ-jäätymistä, joka heikentää veden virtausmahdollisuutta jäälinssin muodostumistasolle. Jäälinssin kasvu päättyy, kun lisävetä segregatiotasolle ei enää ole saatavilla.

Baba (1993) toteaa adsorptiovoimateorian soveltuvan parhaiten runsaasti jäätymätöntä adsorptiovettä sisältäville savimaille. Myös adsorptiovoimateoria on jäätymislämpötilan osalta sidoksissa Clausius–Clapeyronin-yhtälöön (Takagi 1979). Adsorptiovoimateoriasta ei ole esitetty matemaattista mallia eikä teorian toimivuutta ole kokeellista testattu (Baba, 1993; Kujala, 1994; Phukan, 1993), mitkä tekijät selittävät sen niukkaa käsittelyä kirjallisuudessa.

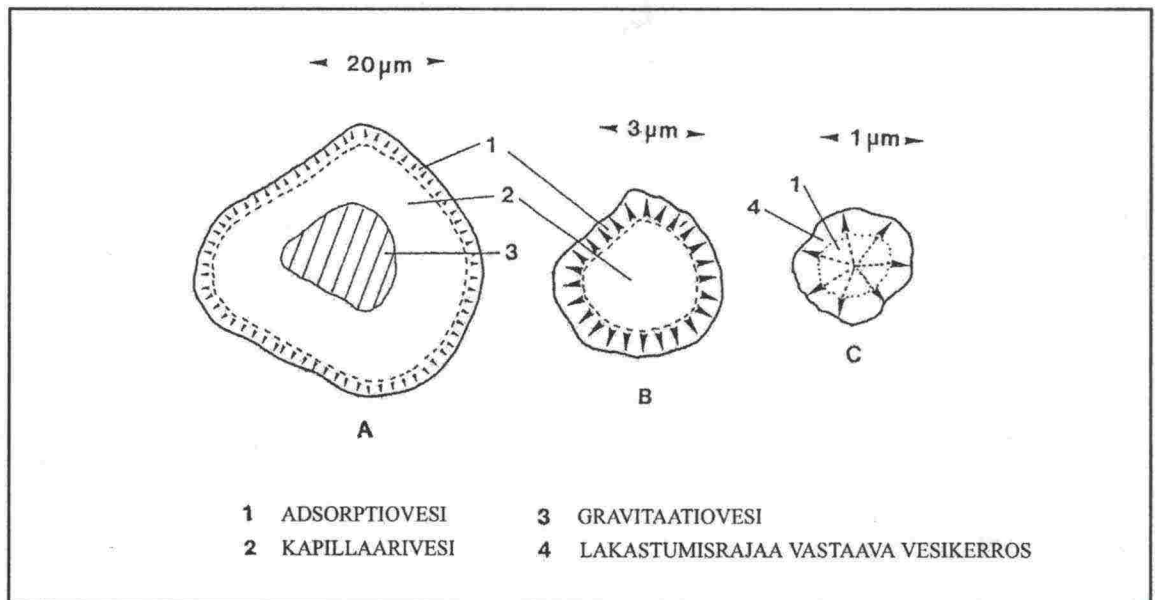
4.3 Maamateriaalin ja veden yhteistoiminta routimisilmiössä

4.3.1 Yleistä

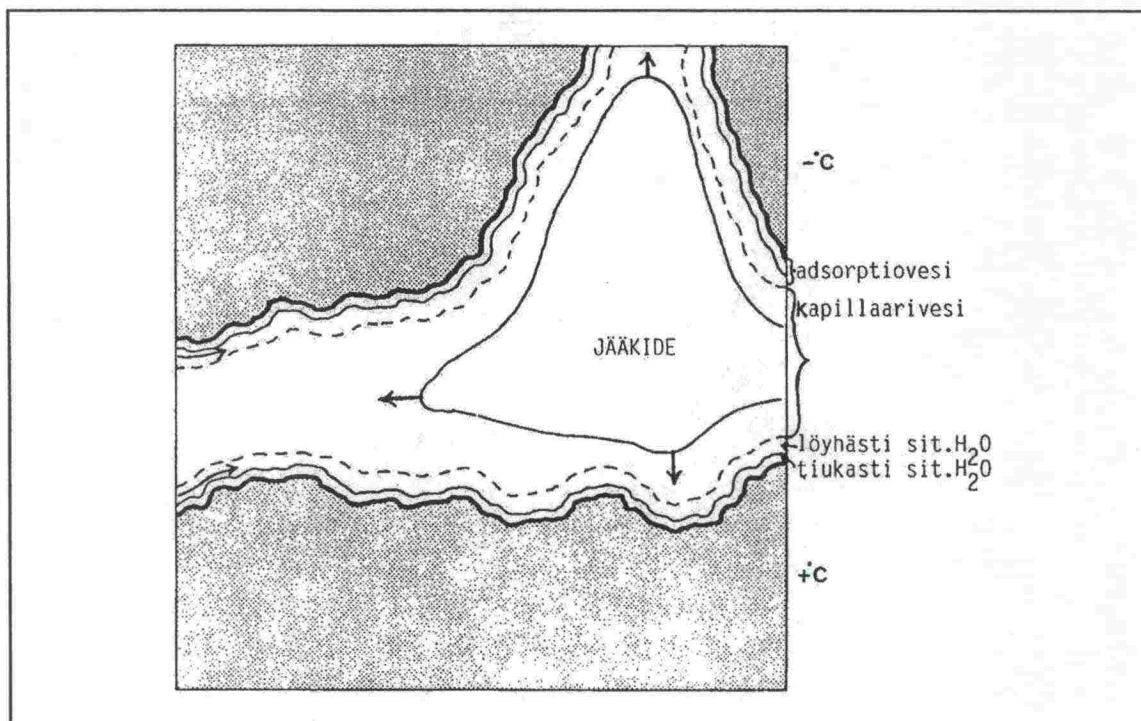
Vaikka teorialla routimisilmiön mekanismeista jossain määrin vaihtelevat, routimiseen vaikuttavista tekijöistä vallitsee melko hyvä yhteisymmärrys. Seuraavissa luvuissa tarkastellaan routimisilmiöön vaikuttavia maamateriaalista riippuvia tekijöitä periaatteellisella tasolla perustuen yleisesti hyväksyttyyn käsitykseen osittain jäätyneen vyöhykkeen (frozen fringe) olemassaolosta.

4.3.2 Veden sitoutuminen maapartikkeleihin

Vettä esiintyy maamateriaalissa sekä vapaana että eriasteisesti partikkeleihin sitoutuneena (ks. kuva 4.7). Huokosveden jäätyminen maan routaantuessa alkaa partikkelien välisen huokostilan keskellä sijaitsevasta gravitaatiovedestä edeten vähitellen lämpötilan edelleen laskiessa sitoutuneempiin vesikerrokseen (ks. kuva 4.8). Osittain jäätyneeseen vyöhykkeeseen muodostuvan alipaineen ohella koko routimisilmiön kannalta keskeinen tekijä on maapartikkeleiden pinnoille voimakkaasti sitoutuneen adsorptiovesikerroksen kyky säilyä nestemäisenä alle 0 °C lämpötiloissa. Jäälinssin muodostumisprosessissa tämä rakeiden pintoja verhoava sula vesikerros toimii vettä johtavana kerroksena, jonka välityksellä veden on mahdollista virrata alapuolisista sulista kerroksista yläpuolella kasvavaan jäälinssiin.

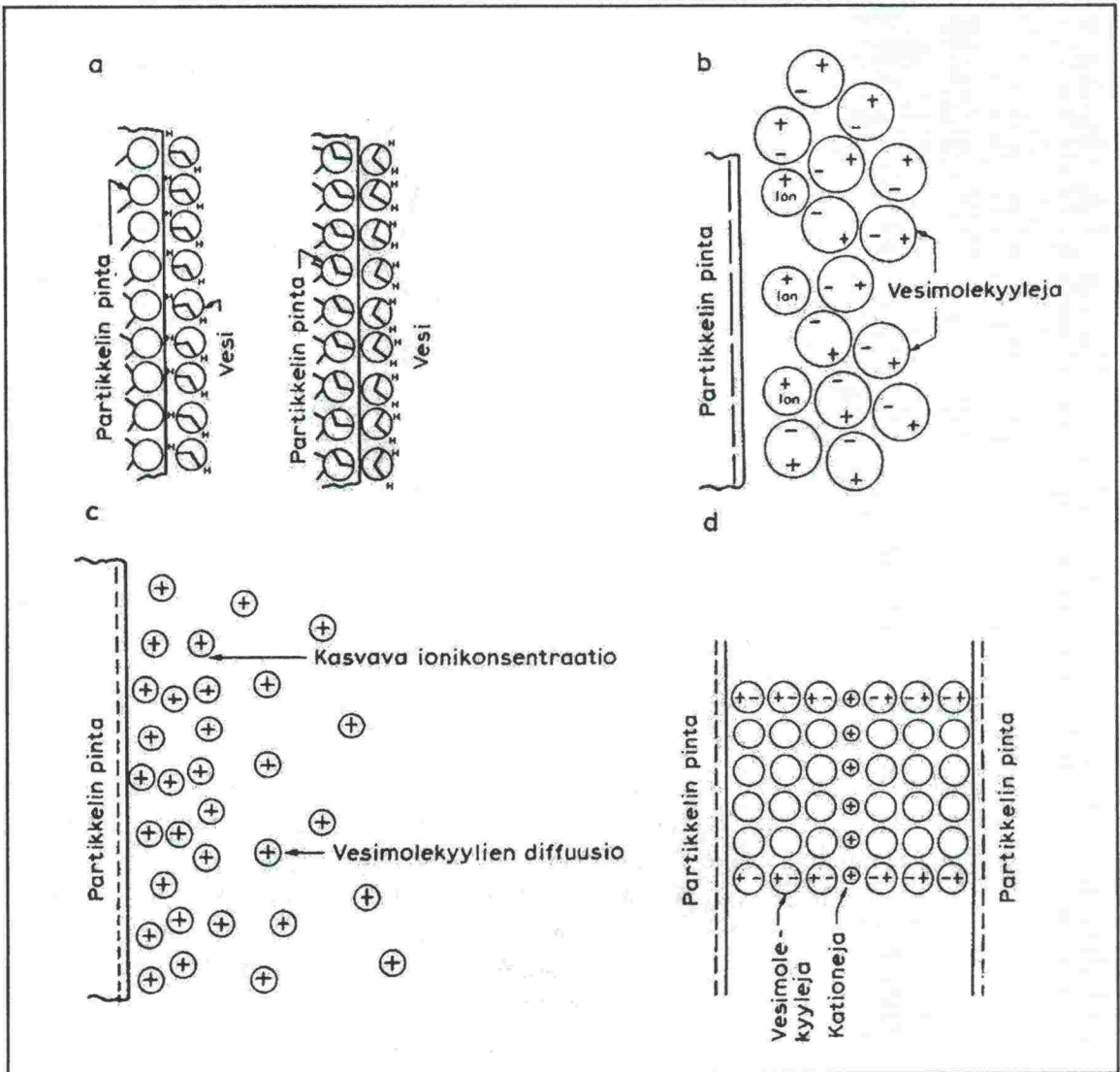


Kuva 4.7. Veden esiintyminen erikokoisissa huokosissa. Nieminen (1989)



Kuva 4.8. Jääkiteen kasvu kooltaan noin $6 \mu\text{m}$ kapillaarihuokosessa Niemisen (1985) mukaan.

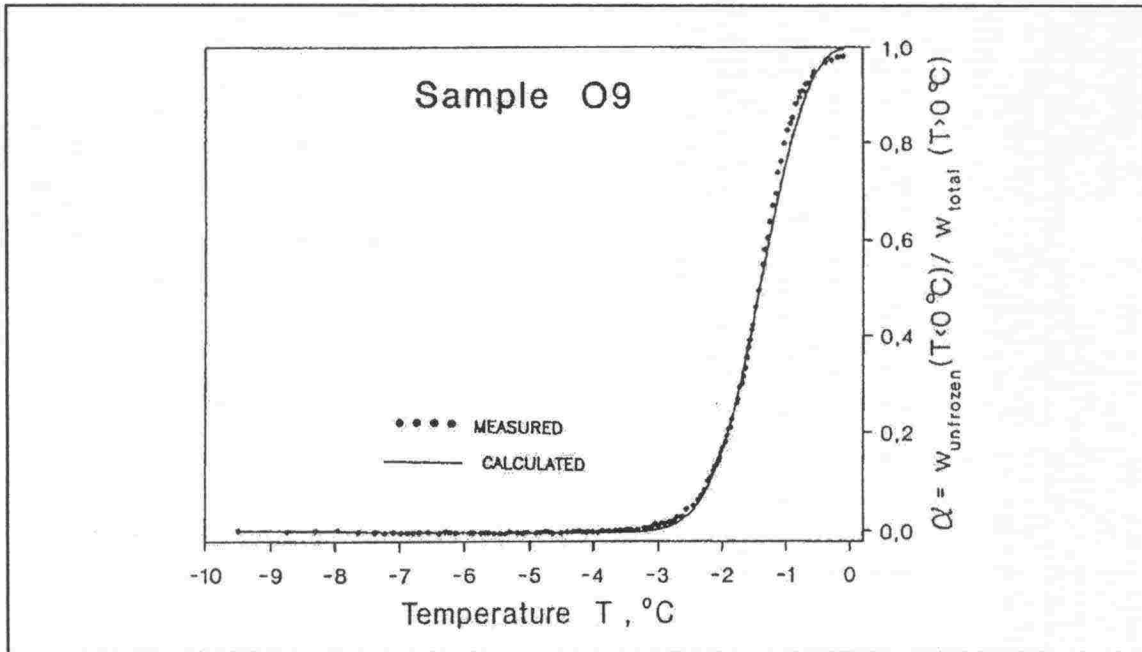
Vesimolekyylien sitoutumista maapartikkeleihin selittää etenkin savimineraaleille ominainen negatiivinen pintavaraus, jonka johdosta savimineraalipartikkelit pyrkivät kiinnittämään pinnalleen huokosveteen liuenneita kationeja tai vettä, jonka molekyylien dipolirakenteesta johtuen vedyillä on lievästi positiivinen varaus. Vesimolekyyli voi kiinnittyä vetysidoksella suoraan savipartikkeliin positiivisesti varautuneesta vety-päästään (ks. kuva 4.9a), tai savipartikkelin pintaan kiinnittyneeseen kationiin negatiivisesti varautuneesta happipäästään (ks. kuva 4.9b). Kiinnittyvän vesimolekyylin vapaaksi jäävään päähän voi edelleen kiinnittyä seuraava vesimolekyyli vastakkaisesti varautuneesta päästään ja niin edelleen. Ensimmäinen vesimolekyylikerros on voimak- kaimmin sitoutunut partikkelin pintaan sidosvoimakkuuden pienentyessä partikkelin pinnasta etäännyttäessä ja vesi muuttuu nopeasti ilman selvää rajapintaa vapaaksi vedeksi. Muita teorioita veden kiinnittymisestä partikkeliin ovat ns. sähköinen kaksois- kerrosteoriat, jonka mukaan veden oletetaan kiinnittyvän partikkelien pintaan ionien välityksellä osmoottisen vetovoiman avulla (ks. kuva 4.9c) sekä veden kiinnittyminen sähköstaattisten voimien johdosta vesimolekyylihilaksi varautuneiden partikkelien väliin (ks. kuva 4.9d). (Kujala, 1985, 1994)



Kuva 4.9. Adsorptioveden oletettuja kiinnittymistapoja savipartikkelin pintaan a) vetysidoksen b) ionien hydrataation, c) osmoottisen vetovoiman, d) dipolaaristen vetovoimien avulla Mitchellin (1976) mukaan Kujalan (1985) esittämänä.

4.3.3 Jäätymätön vesi alle 0 °C lämpötiloissa

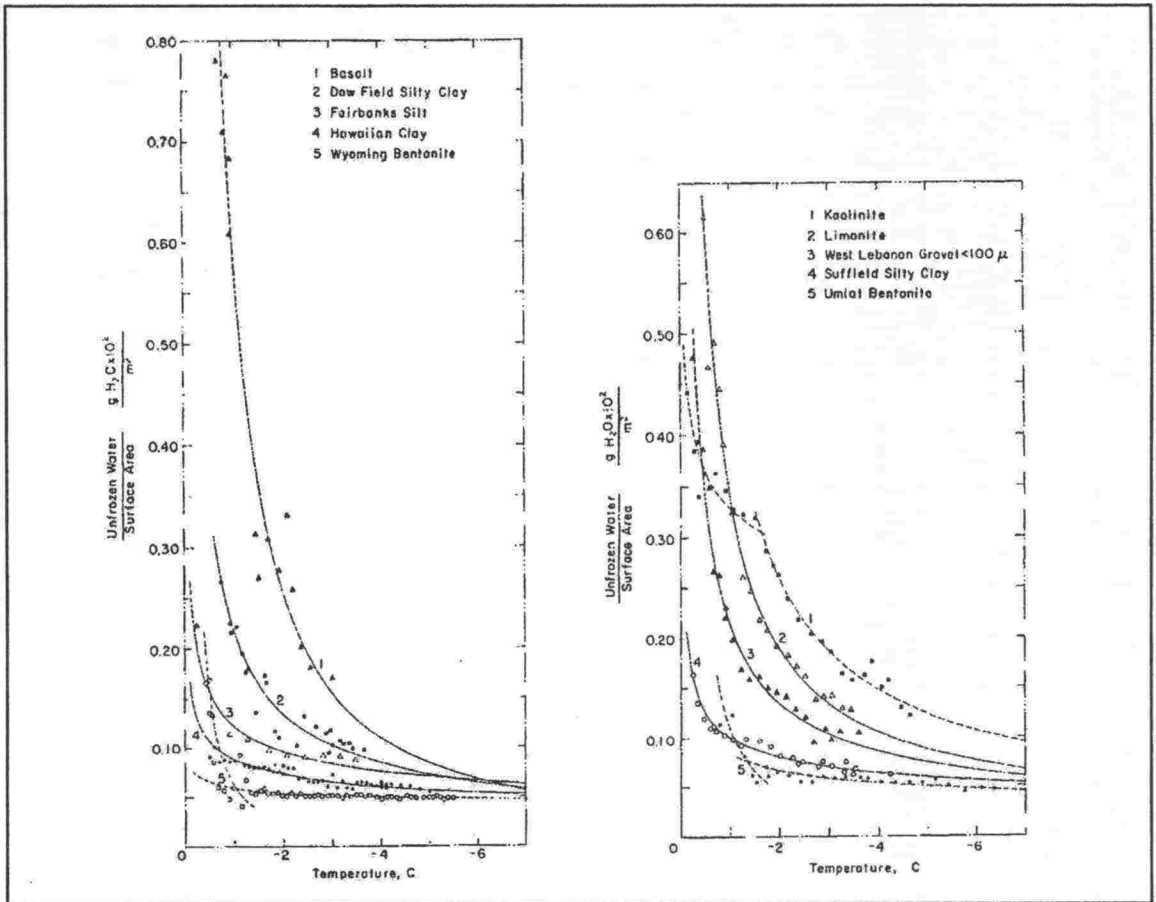
Maan sisältämän sulan veden määrä alle 0 °C lämpötiloissa riippuu luonnollisesti ennen muuta *lämpötilasta*. Jäätymättömän veden osuutta alle 0 °C lämpötiloissa tarkastellaan usein kuvan 4.10 esimerkin mukaisella, kullekin maalle tietyissä olosuhteissa ominaisella käyrällä, jossa kuvataan sulan veden osuutta kokonaisvesipitoisuudesta lämpötilan suhteen. Olosuhdetekijöistä sulan veden osuuteen alle 0 °C lämpötiloissa vaikuttaa myös *paine* (esim. Lixin et al., 1998).



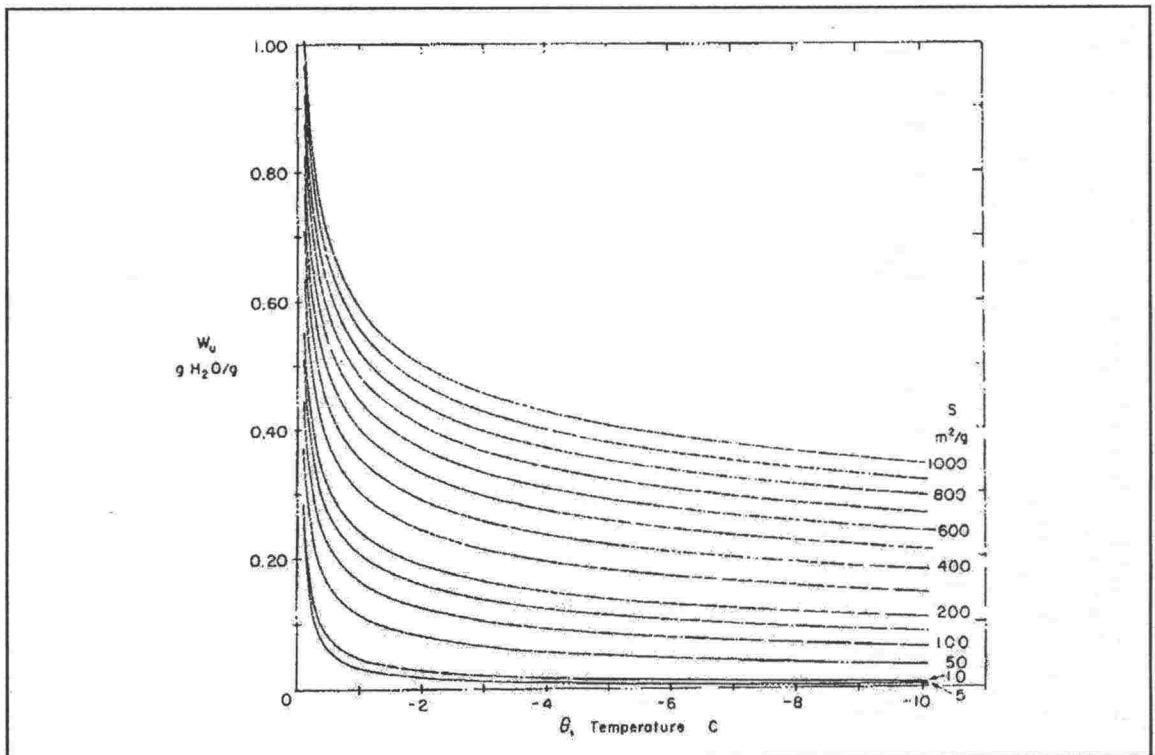
Kuva 4.10. Esimerkki NMR-tekniikalla mitatusta ja ns. Weibullin funktiolla mallinnetusta sulan veden osuudesta maan (hiekkainen siltti) kokonaisvesipitoisuudesta lämpötilan funktiona. (Kujala, 1989, 1991)

Jäätymättömän veden osuuteen alle 0 °C lämpötiloissa vaikuttavista *maalajiominaisuuksista* on korostettu (Anderson & Tice, 1972; Horiguchi, 1985; Anderson 1989; Kujala 1989) ominaispinta-alaa, eli maan yhteenlaskettua raepinta-alaa paino- tai tilavuusyksikköä kohti. Ominaispinta-alan merkitys alle 0 °C lämpötiloissa sulana säilyvän veden määrään on helppo ymmärtää, sillä mitä enemmän on raepinta-alaa sitä enemmän adsorptiovetä maapartikkelit pystyvät suoraan pinnoilleen sitomaan. Andersonin ja Ticen (1972) mukaan ominaispinta-ala määrää suurelta osin alle 0 °C lämpötiloissa sulana pysyvän veden määrän. He esittävät tekemiensä jäätymättömän veden määrää alle 0 °C lämpötiloissa koskevien mittausten tulokset ominaispinta-alalla jaettuna kuvan 4.11 mukaisesti.

Mikäli materiaalin pinta-alayksikköä kohti sitoutuvan adsorptioveden määrä ja sitoutumisen voimakkuus olisi materiaalista riippumatta yhtä voimakasta ja sulan veden osuus jäätyneessä maassa siten riippuvainen maalajiominaisuuksista ainoastaan ominaispinta-alasta, kuvan 4.11 mukaisten mittaustulosten trendikäyrien tulisi olla yhteneviä. Andersonin (1989) mukaan huomattavalla tarkkuudella näin onkin kaikille tutkituille ”suolattomille” maamateriaaleille. Toisaalta Anderson ja Tice (1972) raportoivat luontevana syynä kuvan 4.11 mukaisten käyrien epäyhtenevyydelle muita maalajiominaisuuksia; huokosten hienorakennetta, partikkelin pakkautumisgeometriaa, pintavaraustiheyttä (myös Van Loon et al., 1989) sekä vaihtokykyisten ionien laatua, joiden kaikkien voidaan ajatella vaikuttavan adsorptioveden sitoutumisen voimakkuuteen sekä suoraan maapartikkelien pinnalle kiinnittyvän veden määrään. Anderson ja Tice (1972) esittävät tulostensa pohjalta kuvan 4.12 mukaisen empiirisen menetelmän jäätyneessä maassa olevan sulan veden osuuden arvioimiseksi ominaispinta-alan ja lämpötilan perusteella. Niin ikään Horiguchi (1985) esittää empiirisen yhtälön jäätymättömän veden osuuden laskemiseksi ominaispinta-alan perusteella. Myös Kujala (1989) totesi jäätymättömän veden määrän alle 0 °C lämpötiloissa korreloivan ominaispinta-alan kanssa, joskin hajonta oli melko suurta ja tutkittujen materiaalien ominaispinta-alat suhteellisen pieniä.



Kuva 4.11. Jäätymättömän veden määrää ominaispinta-alayksikköä kohti alle 0 °C lämpötilassa kuvaavat mittaustulokset eri maalajeilla. (Anderson ja Tice, 1972)

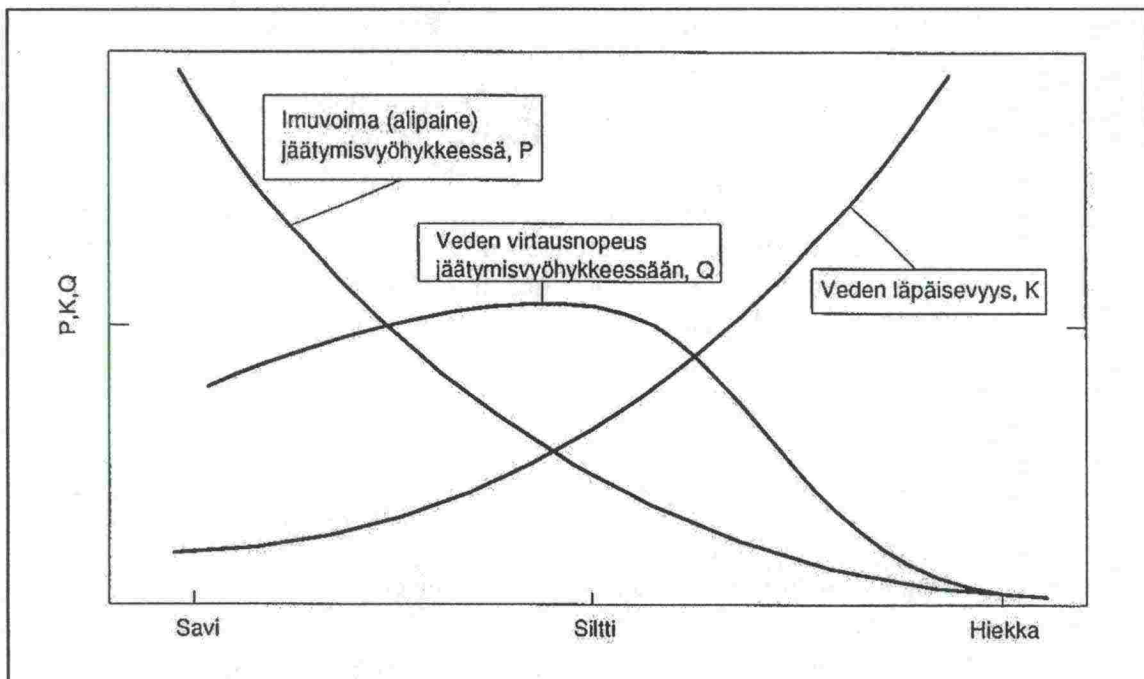


Kuva 4.12. Andersonin ja Ticen (1972) esittämät laskennalliset jäätymättömän veden määrää kuvaavat käyrät eri ominaispinta-aloilla lämpötilan funktiona.

4.3.4 Veden virtaus osittain jäätyneessä vyöhykkeessä

Edellä esitetyn perusteella *veden virtaus jäälänssin muodostumistasolle edellyttää osittain jäätyneessä vyöhykkeessä alipainegradientin muodostumisen lisäksi riittävää vedenläpäisevyyttä sekä alapuolella olevista maakerroksista saatavissa olevaa vapaata vettä.*

Osittain jäätyneen kerroksen vedenläpäisevyydelle edellytys on jäätymättömän veden esiintyminen alle 0 °C lämpötiloissa. Toisaalta sulan kyllästetyn maan vedenläpäisevyys heikkenee raekoon pienentyessä, mistä syystä savimaalajien routimisherkkyyks on usein silttimaalajeihin verrattuna vähäisempi huolimatta saven suuren ominaispinta-alan aiheuttamasta runsaasta jäätymättömän veden määrästä alle 0 °C lämpötiloissa. Savissa jäälänssit jäävätkin usein ohuiksi johtuen hitaasta veden virtauksesta jäälänssin muodostumistasolle (Phukan, 1993). Silttimaalajeissa routimisen edellytykset sekä muodostuvalle alipaineelle että riittävälle vedenläpäisevyydelle toteutuvat, mistä syystä siltit ovat usein voimakkaasti routivia. Maalajien raekokoa ajatellen toisessa ääripäässä olevan soran vedenläpäisevyys on suuri, joten vähäinen routimisherkkyyks (routimattomuus) on seurausta alhaiseen ominaispinta-alaan liittyen vähäisestä jäätymättömänä alle 0 °C lämpötiloissa pysyvän adsorptioveden määrästä. *Kalliomurskeen routimisherkkyyden voidaan näin ollen arvioida riippuvan ennen kaikkea materiaalin sisältämän hienoaineksen määrän ja laadun vaikutuksesta alipainegradientin muodostumiseen ja materiaalin vedenläpäisevyyteen osittain jäätyneessä tilassa.* Maalajiominaisuuksien vaikutusta jäätymisvyöhykkeeseen imeytyvän veden virtausnopeuteen voidaan luonnehtia kuvan 4.13 mukaisesti.



Kuva 4.13. Maalajiominaisuuksien periaatteellinen vaikutus jäätymisvyöhykkeeseen imeytyvän veden virtausnopeuteen. (Ehrola, 1996)

On huomattava, että maapartikkeleja verhoava jäätyvätön vesi toimii ainoastaan vettä johtavana väylänä jäälinssin muodostumistasolle – virtaava vesi on peräisin routarajan alapuolisista maakerroksista.

Olosuhdetekijöistä routimiseen voidaan todeta vaikuttavan etenkin pohjavedenpinnan etäisyys sekä sulan maan vedenläpäisevyys lisäveden saantia ajatellen, routaantumisenopeus, pintakuorma sekä jäätymis-sulamissykliä määrä (esim. Chamberlain, 1981; Konrad, 1980). Olosuhdetekijöiden vaikutusta routimiseen ei tässä yhteydessä ole tarkoituksenmukaista käsitellä tarkemmin, koska ratarakenteessa käytettäviä materiaaleja ajatellen routimattomuus on lähtökohtainen edellytys, jolloin merkittävä jäälinssin muodostumista ei sallita missään luonnollisissa olosuhteissa.

4.4 Kalliomurskeen routivuuden arviointi indeksiominaisuuksista

4.4.1 Yleistä

Maan routivuutta voidaan tarkastella joko maalajiominaisuutena, jolloin routivuus riippuu vain maan koostumuksesta tai maakerroksen in situ -ominaisuutena, jolloin paikalliset olosuhteet, kuten pohjavedenpinnan asema, pintakuorma, pakkaskertymä ja routaantumisenopeus, vaikuttavat voimakkaasti routanousuun ja roudan syvyyteen. Tässä yhteydessä routivuutta käsitellään maalajiominaisuutena. Ratarakenteeseen soveltumista ajatellen erityisenä tarkastelun kohteena on materiaalin routimattomuuden arviointi.

Edellisen luvun nojalla on selvää että maamateriaalin routivuus riippuu hienoaineksen määrän lisäksi sen laadusta. Tästä syystä materiaalin routivuuden arviointi pelkästään raekokojakautumaan perustuvien routivuusluokitusten perusteella on arveluttavaa. Kalliomurskeita ajatellen epävarmuutta lisää se tosiseikka, että rakeisuuteen perustuvat routivuuskriteerit on laadittu lähes poikkeuksetta luonnonmaalajeille tehtyjen havaintojen perusteella. Kuitenkin syntytapansa eroavaisuuksista johtuen kalliomurskeen ja luonnonmaalajin hienoaineksen ominaisuudet saattavat poiketa merkittävästikin toisistaan, jolloin luonnonmaalajeille laaditut kriteerit eivät välttämättä päde kalliomurskeille. Tästä syystä on mielekästä tarkastella routivuuden arviointiin edellisten lukujen perusteella soveltuvia muita indeksiominaisuuksia ja niiden kirjallisuudessa esitettyjä yhteyksiä materiaalin routimisherkkyyteen. Useat kirjallisuudessa esitetyt tarkastelut perustuvat maan indeksiominaisuuksien liittämiseen laboratorio-olosuhteissa tehtyjen routanousukokeiden tuloksiin, joissa maan routivuutta kuvataan yleensä segregatiopotentiaalilla (ks. yhtälö 4-5) tai routanousunopeudella.

Chamberlain (1981) toteaa kattavassa routivuuden arviointimenetelmiä koskevassa kirjallisuusselvityksessään, että routivuuden arviointiin on kehitetty yli 100 menetelmää. ISSMFE:n routakomitea (1989) ryhmittelee routivuuden arviointiprosessit vaaditun tarkkuustason perusteella kolmeen tasoon. Tason I muodostaa pelkästään rakeisuuteen perustuva routivuuden arviointi, jota voidaan käyttää silloin, kun tarkkuusvaatimus ei ole suuri. Tasolla II routivuutta arvioidaan rakeisuuden ja sitä täydentävien eri indeksiominaisuuksiin perusteella. ISSMFE suosittelee käytettäväksi taulukossa 4.1 esitettyjä routivuuden arvioimiskriteerejä. Tasoon III kuuluvat malli-routanousukokeisiin ja in situ -havaintoihin perustuvat arviointiprosessit.

Taulukko 4.1. ISSMFE:n (1989) esittämät suositukset indeksiominaisuuksiin perustuvista routivuuskriteereistä.

Routivuus- luokka	Plastisuuskartta		Kapillaarinen nousukorkeus h_c m	Juoksevuus- indeksi I_L , $\left(I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}\right)$	Hienous- tekijä R_f , % $\leq 0,074$ mm ollessa ≤ 20 %	Segregaatio- potentiaali SP_a , $\frac{mm}{h} / \frac{K}{mm}$	Routanousu- nopeus, mm/d
	Maalaji USCS-luokitus	Plastisuusluku, I_p Juoksuraja, w_L , %					
Routimaton	GW, GP SW, SP	$I_p < 1$	< 1	≤ 0	$< 2,5$	$< 0,5$	$< 0,5$
Lievästi routiva	CH	$I_p \geq 7$; $w_L > 50$	1,0 - 1,5	0 - 0,25	2,5 - 5	0,5 - 1,5	0,5 - 2
Keskinkertaisesti routiva	CL A-linjan yläpuolella OH, MH A-linjan alapuolella	$I_p \geq 7$; $w_L = 35-50$ $I_p \geq 7$; $w_L > 50$	1,5 - 2,0	0,25 - 0,5	5 - 10	1,5 - 3,0	2 - 4
Erittäin routiva	CL A-linjan yläpuolella ML A-linjan alapuolella OL A-linjan alapuolella	$I_p \geq 7$; $w_L < 35$ $I_p \leq 4$; $w_L < 50$ $I_p \geq 7$; $w_L = 35-50$	$> 2,0$	$> 0,5$	> 10	$> 3,0$	> 4
A-linjan yläpuoliset maalajit, joiden plastisuusindeksi I_p on välillä 4 - 7, ovat rajatapauksia ja vaativat lisätutkimuksia							

4.4.2 Rakeisuus

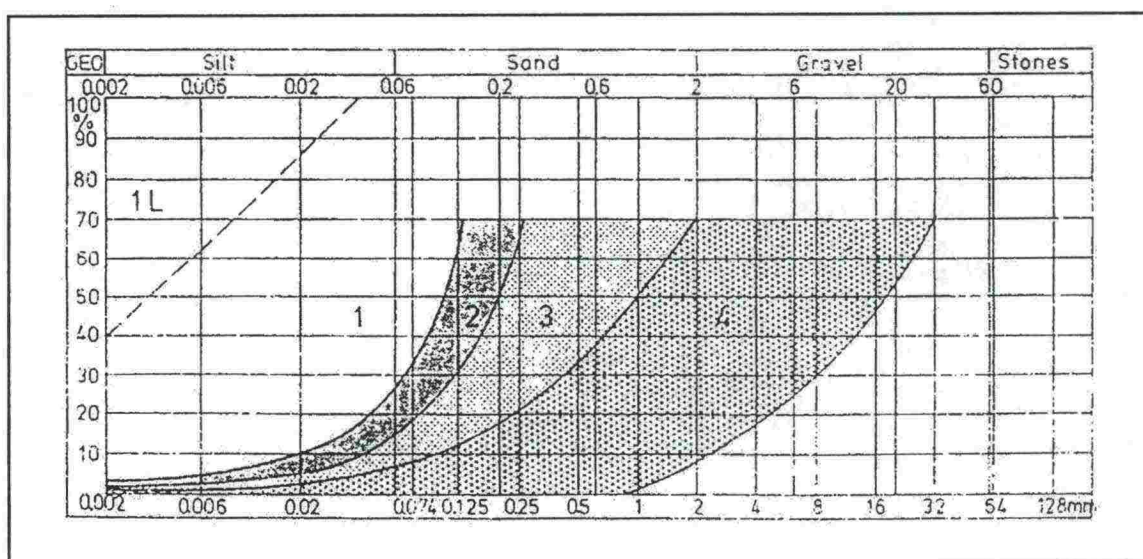
Edellä esitetyn routimisilmiöön liittyvän maan ja veden yhteistoiminnan perusteella on selvää, että materiaalin routivuutta säätelee ensi sijassa sen sisältämä hienorakeinen aines. Yleisimmin käytettyjä routivuuden arviointimenetelmiä ovatkin maamateriaalin rakeisuuteen perustuvat luokitukset. Esimerkiksi Chamberlain (1981) esittelee kirjallisuusselvityksessään 91 eri tahojen esittämää rakeisuuteen perustuvaa routivuuskriteeriä. Yksinkertaisimmillaan routivuutta arvioidaan pelkästään tiettyä partikkeli-kokoa pienemmän aineksen pitoisuuden perusteella. Chamberlain luettelee 61 tällaista maalajin routivaksi tai routimattomaksi luokittelevaa kriteeriä (pass-fail criteria), jotka pääsääntöisesti perustuvat alle 0,074 mm (39 menetelmää) tai alle 0,02 mm (17 menetelmää) aineksen pitoisuuteen maalajissa (Chamberlain, 1981b).

Useissa laboratoriokoesarjoissa (esim. Casagrande, 1932; Kujala, 1991; Vinson et al., 1987) routivuuden on havaittu korreloivan raekoko-ominaisuuksista parhaiten nimenomaan alle 0,02 mm aineksen pitoisuuden kanssa. Tästä huolimatta useimmat routivuusluokitukset perustuvat alle 0,074 mm tai alle 0,06 mm aineksen pitoisuuteen, sillä ne ovat helposti määritettävissä seulonnalla, kun taas tätä pienemmän aineksen raekokoanalyysi edellyttää lisäselvityksiä, esimerkiksi areometrikaetta.

Perustan rakeisuuteen nojautuvien routivuuskriteerien kehittämiseksi loi Casagranden (1932) esittämä raekooltaan alle 0,02 mm aineksen pitoisuuteen sekä raekokosuhteeseen ($C_u = d_{60}/d_{10}$) pohjautuva kriteeri. Casagrande toteaa havaintojensa pohjalta, että huomattavaa jäälinssin muodostumista voidaan odottaa tapahtuvaksi suhteistuneissa ($C_u > 15$) maalajeissa, mikäli ne sisältävät enemmän kuin 3 % alle 0,02 mm ainesta ja tasarakeisissa ($C_u < 5$) maalajeissa, mikäli ne sisältävät enemmän kuin 10 % alle 0,02 mm ainesta. Vastaavasti vähemmän kuin 1 % alle 0,02 mm ainesta sisältävissä maalajeissa jäälinssin muodostumista ei havaittu tapahtuvan.

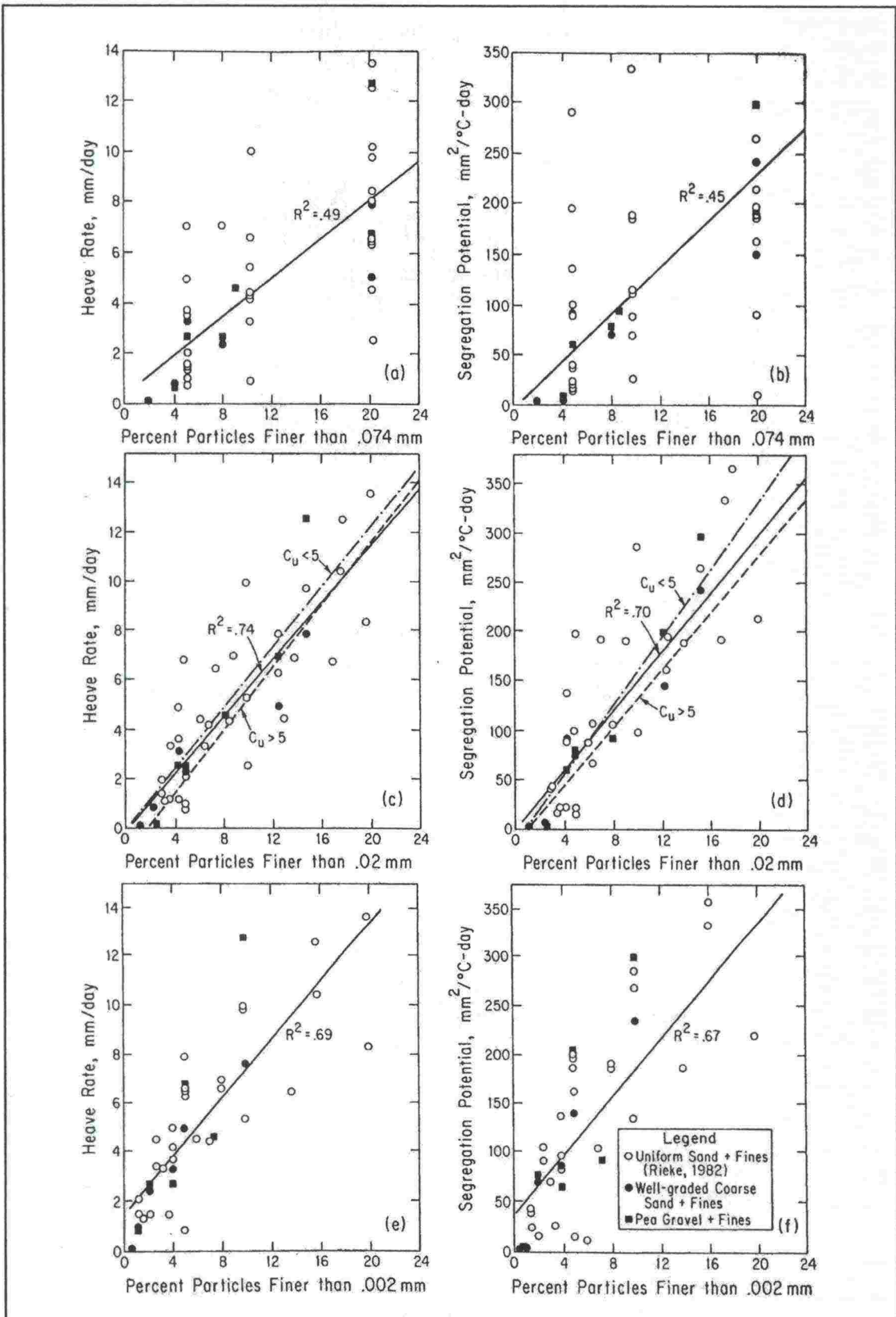
Erotuksena pelkästään tiettyä partikkelikokoa pienemmän aineksen pitoisuuteen perustuviin routivuuskriteereihin toiset routivuuskriteerit edellyttävät koko raekokojakautuman määrittämistä. Suomessa yleisesti käytetty routivuuskriteeri on TVL:n (1985) toimesta käyttöön otettu ja ISSMFE:n (1989) täydentämä kuvan 4.14 mukainen kriteeri, jolla maalajit voidaan jakaa routiviin ja routimattomiin. ISSMFE:n (1989) luokituksen mukaan maa on muista tekijöistä riippumatta routimaton, mikäli sen sisältämän hienoaineksen osalta pätee seuraavat kolme ehtoa:

- 1) raekooltaan $< 0,002$ mm ainesta ≤ 1 %
- 2) raekooltaan $< 0,02$ mm ainesta ≤ 3 %
- 3) raekooltaan $< 0,074$ mm ainesta ≤ 8 %



Kuva 4.14. ISSMFE:n (1989) esittämä suositus rakeisuuteen perustuvalla maalajin routivuuden arvioinnille. Materiaali on routimaton, jos sen rakeisuuskäyrä sijoittuu kokonaisuudessaan alueen 2, 3 tai 4 sisälle, joskin alueella 2 routimattomuudesta varmistumiseksi edellytetään kapillaarisen nousukorkeuden määrittämistä. Vastaavasti materiaali on routiva, mikäli sen rakeisuuskäyrä sijoittuu kokonaisuudessaan alueelle 1 tai muilla alueilla sijoittuvan käyrän alapää ylittää hienorakeisemman alueen rajakäyrän. Rajatapauksissa edellytetään lisäselvityksiä. Rakeisuuskäyrän sijoittuessa alueella 1L routimisherkkyys on vähäinen (savet).

Vinson et al. (1987) raportoivat mielenkiintoisista havainnoista koskien routivuuden arviointia Rieke et al. (1983) esittämien routanousukokeiden ja tehtyjen lisäkokeiden perusteella. Tutkimuksessa tarkastellaan keinotekoisesti karkearakeisista maalajeista ja vaihtelevista hienoainesmääristä ja -laaduista kootuille eri seoksille tehtyjen 44 routanousukokeen tuloksia. Kuvassa 4.15 esitetyistä tuloksista havaitaan, että routanousunopeutena tai segregatiopotentialina kuvatus materiaalin routimisherkkyuden korrelaatio raekooltaan alle $0,074$ mm aineksen pitoisuuteen ei ole voimakas, mutta korrelaatio raekooltaan alle $0,02$ mm aineksen pitoisuuteen on hyvä. Vinson et al. (1987) havaitsivat routivuuden korreloivan erittäin voimakkaasti hienoustekijän kanssa (ks. luku 4.4.6), mikä on vahva todiste routimisherkkyuden riippuvuudesta hienoaineksen määrän lisäksi sen laadusta.



Kuva 4.15. Laboratorioroutanousukokeiden tuloksena saatujen routimisherkkyttä kuvaavien routanousunopeuden ja segregaatiopotentiaalin riippuvuus partikkelikokoja 0,074 mm, 0,02 mm ja 0,002 mm pienemmän aineksen pitoisuudesta materiaalissa. (Vinson et al. (1987))

Lambe et al. (1969) ovat raportoineet periaatteiltaan vastaavista tarkasteluista kuin Vinson et al. (1987) hiekan ja eri hienoainesten keinotekoisille seoksille tehdyistä routauskokeista. Heillä ensisijaisen kiinnostuksen kohteena oli hienoaineksen mineralogian vaikutus routimisherkkyyteen, mistä syystä havaintoja käsitellään luvussa 4.4.7.

Kalliomurskeen routivuuden arvioimista ajatellen huomionarvoista saattaa olla Konradin (1999, 2000) esittämä ajatus karkeampien hiekkarakeiden välisen huokostilan täyttävästä hienoainespitoisuudesta. Konradin mukaan materiaalissa, jossa karkeat rakeet muodostavat raerungon ja hienoaines ei täytä huokostilaa kokonaan (vrt. kuva 3.2) jäätyttömän veden jatkuvuus ja siten jäälänssin muodostumiseksi edellytetty vedenläpäisevyys on osittain jäätyneessä vyöhykkeessä heikko, koska hienoainesta sisältämättömät huokokset täyttyvät jäällä kokonaan. Teorian voidaan ajatella selittävän sekä Casagranden (1932) esittämän että kuvan 4.14 mukaisen routivuuskriteerin piirrettä, jonka mukaan routimattomaksi luokiteltavalle tasarakeiselle ja siten suhteistuneeseen nähden enemmän huokostilaa sisältävälle materiaalille sallitaan suhteistuneeseen materiaaliin nähden korkeampi hienoainespitoisuus. Toisaalta Vinson et al. (1987) havaintojen mukainen lajittuneisuuden vaikutussuunta routimisherkkyyteen (ks. kuva 4.15c, d) on vastakkainen Casagranden esittämään luokituksen nähden.

Konrad esittää yhtälön 4-6 karkeampien rakeiden välisen huokostilan täyttävän hienoainespitoisuuden laskemiseksi olettaen, että molempien aineiden kiintotiheys on sama. Hän määrittelee materiaalin hienoainespitoisuuden suhteen huokostilan täyttävään hienoainespitoisuuteen yhtälön 4-7 mukaisesti suhteelliseksi hienoainespitoisuudeksi.

$$\%F_V = \frac{n_c \cdot (1 - n_F)}{1 - n_F \cdot n_c} \cdot 100 \quad (4-6)$$

$$r_F = \frac{\%F}{\%F_V} \quad , \text{ missä} \quad (4-7)$$

- $\%F_V$ = raerungon välisen huokostilan täyttävä hienoainespitoisuus
- n_c = raerungon muodostavan materiaalin huokoisuus
- n_F = hienoaineksen huokoisuus
- r_F = suhteellinen hienoainespitoisuus
- $\%F$ = materiaalin hienoainespitoisuus

Konrad (1999, 2000) tarkastelee Rieke et al. (1983) esittämiä mittaustuloksia kuvan 4.16 mukaiseen muotoon saatettuna. Kuvan 4.16 mukaan materiaalin routimisherkkyyttä ilmentävä segregatiopotentiali on esitettävissä materiaalin sisältämän hienoaineksen segregatiopotentialin ja suhteellisen hienoainespitoisuuden perusteella yhtälöiden 4-8 ja 4-9 mukaisesti. Kuvassa esitetyn suppean havaintoaineiston perusteella materiaali on routimaton, jos sen suhteellinen hienoainespitoisuus on alle 0,12. Suhteellisen hienoainespitoisuuden ollessa suurempi kuin 1, jolloin karkeammat rakeet kelluvat hienorakeisissa aineksessa (vrt. kuva 3.2), materiaalin routivuus määräytyy hienoaineksen routivuuden perusteella.

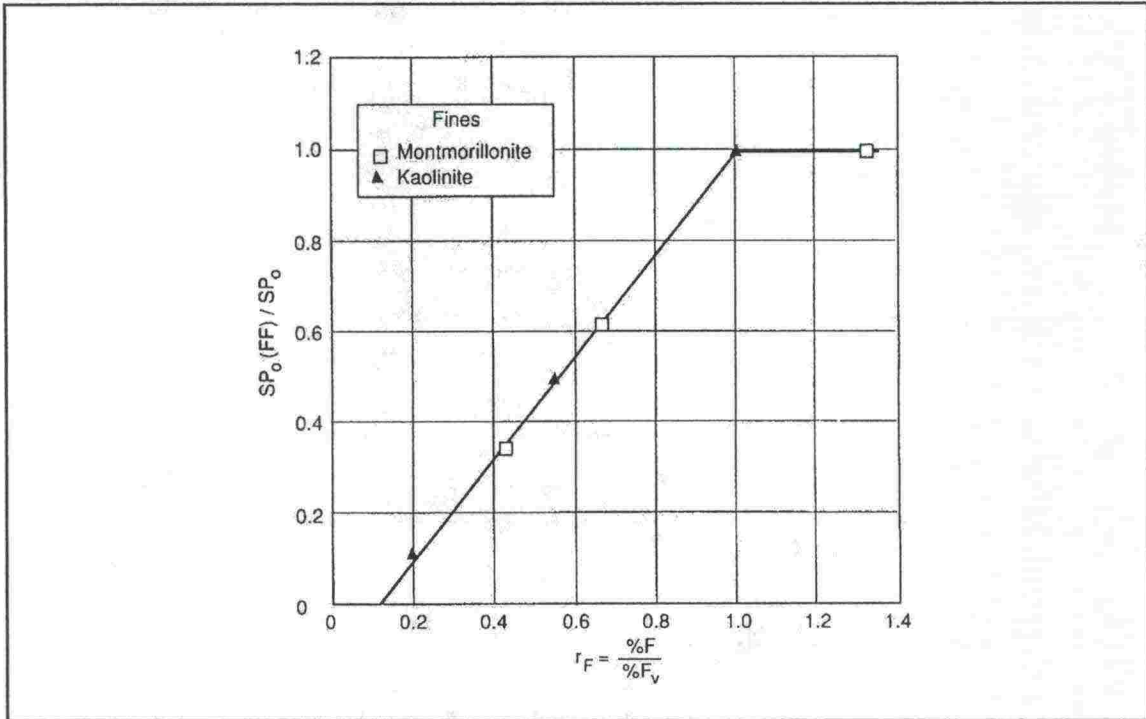
$$SP = 0, \text{ kun } r_F < 0,12 \quad (4-8)$$

$$SP = 1,14 \cdot (r_F - 0,12) \cdot SP_o(FF), \text{ kun } 0,12 < r_F < 1 \quad (4-9)$$

, missä

SP = materiaalin segregatiopotentiaali

$SP_o(FF)$ = hienoaineksen segregatiopotentiaali



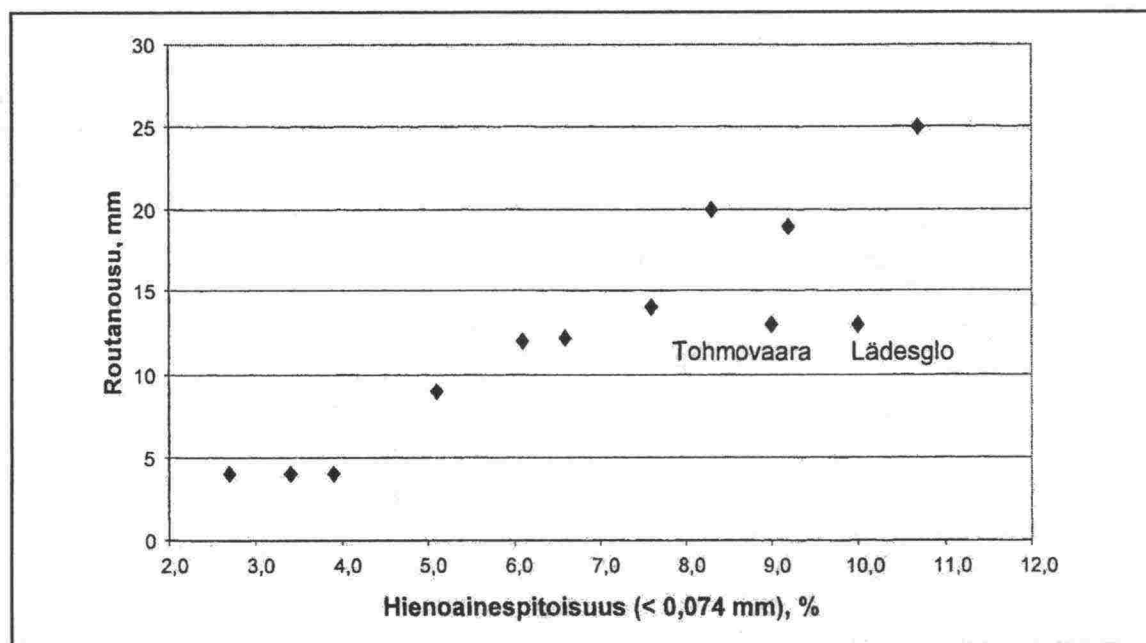
Kuva 4.16. Suhteellisen hienoainespitoisuuden (r_F) vaikutus maamateriaalin (SP_o) ja hienoaineksen ($SP_o(FF)$) segregatiopotentiaalien suhteeseen Konradin (1999, 2000) mukaan Rieke et al. (1983) esittämän datan perusteella. Ordinaatan osoittaja ja nimittäjä ovat kuvassa ilmeisesti väärillä paikoilla.

Konrad (1999, 2000) jatkaa Rieke et al. (1983) tulosten tarkastelua ja havaitsee tietyn hienoainespitoisuuden omaavan materiaalin routimisherkkyyden kasvavan selvästi hienoaineksen keskimääräisen raekoon pienentyessä (vrt. kuva 4.27).

Vaikka hienoaineksen määrän vaikutus routivuuteen onkin kiistaton, pelkästään rakeisuuteen perustuva routivuuden arviointi on lähtökohdiltaan sikäli puutteellista, että tällöin hienoaineksen laadun vaikutus jää kokonaan tarkastelun ulkopuolelle. Kuitenkin jäälinssin muodostumisprosessissa veden ja maan yhteistoimintaan liittyvät ilmiöt, veden sitoutuminen maapartikkeleihin, veden säilyminen jäätymättömänä alle 0°C lämpötiloissa sekä osittain jäätyneen maan vedenläpäisevyys ovat mitä suurimmassa määrin sidoksissa hienoaineksen laadusta riippuviin ominaisuuksiin. Rakeisuuteen perustuvaa maalajin routivuuden arviointia suositellaankin (esim. ISSMFE, 1989) täydennettäväksi vähintäänkin muilla indeksikokeilla.

Rakeisuuteen perustuvien, pääsääntöisesti luonnollisille maalajeille tehtyihin tarkasteluihin pohjautuvien routivuusluokitusten soveltaminen sellaisenaan kalliomurskeiden

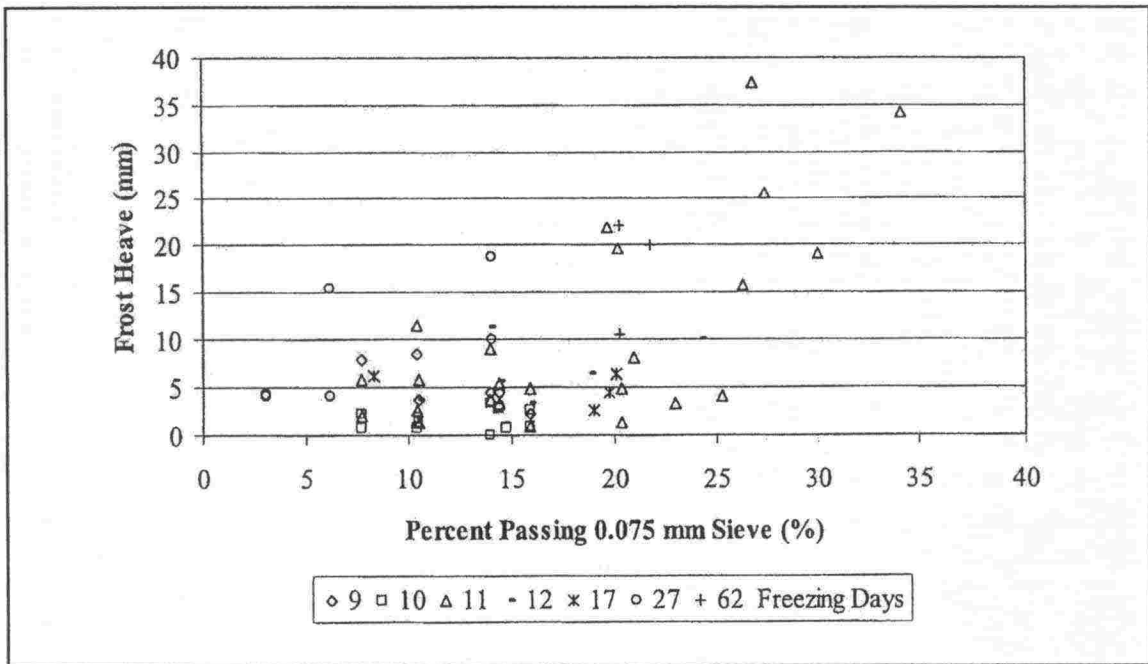
routivuuden arvioinnissa ei ole perusteltua, kun otetaan huomioon edellä ilmeiseksi todettu routimisherkkyyden riippuvuus hienoaineksen laatuominaisuuksista. Tutkimuksia erityisesti murskattujen kiviainesten routimisherkkyydestä havaittiin kirjallisuudesta niukalti. Saarenketo et al. (2000) tekivät routanousukokeita Tube suction -kokeen (vrt. luku 4.4.8) läpikäyneille kalliomurskeille. Tube suction -kokeessa näytteiden annetaan imeä alapäästään vettä vapaasti, eivätkä ne näin ollen yleensä kyllästy vedellä kuin osittain, mistä syystä routanousukokeissa havaittu materiaalin routimisherkkyys on vähäisempi verrattuna tilanteeseen täysin kyllästetyssä näytemateriaalissa. Saarenketo et al. (2000) raportoivat routanousujen olleen alle 5 mm, kun materiaalin hienoainespitoisuus oli alle 5 %. Suuremmilla hienoainespitoisuuksilla routanousu kasvoi likimäärin lineaarisesti hienoainespitoisuuden kasvaessa (ks. kuva 4.17).



Kuva 4.17. Tube suction -kokeessa materiaalille ominaiseen kosteuspitouuteen imeytettyjen kalliomurskeiden routanousut hienoainespitoisuuden suhteen. Kokeet olivat kestoltaan 13...19 päivää (Saarenketo et al., 2000)

Guthrie ja Hermansson (2003) raportoivat vastaavista Tube suction -kokeesta materiaalille ominaiseen vesipitoisuuteen kostuneille kantavan kerroksen materiaaleille tehdyistä routanousukokeista. Niissä routanousun yhteys hienoainespitoisuuteen havaittiin kuvan 4.18 mukaiseksi.

Johtuen eroavaisuuksista hienoaineksen syntyprosessissa kalliomurskeen sisältämän hienoaineksen ominaisuudet poikkeavat yleisessä tapauksessa huomattavasti esimerkiksi karkearakeisten luonnonmaalajien sisältämän hienoaineksen ominaisuuksista. Erojen voidaan arvioida etenkin karkearakeisissa tapauksissa johtavan raekokojakautumaltaan luonnollista maalajia vastaavan kalliomurskeen suurempaan routimisherkkyyden luonnolliseen maalajiin nähden. Tästä syystä kalliomurskeen routimisen arvioimiseksi on mielekäästä tarkastella hienoaineksen laatua kuvastavien indeksiominaisuuksien kirjallisuudessa havaittuja vaikutuksia materiaalin routimisherkkyyteen.



Kuva 4.18. Tube suction -kokeessa materiaalille ominaiseen kosteuspitoisuuteen imeytettyjen kalliomurskeiden routanousut hienoainepitoisuuden suhteen. (Guthrie ja Hermansson, 2003)

4.4.3 Konsistenssiominaisuudet

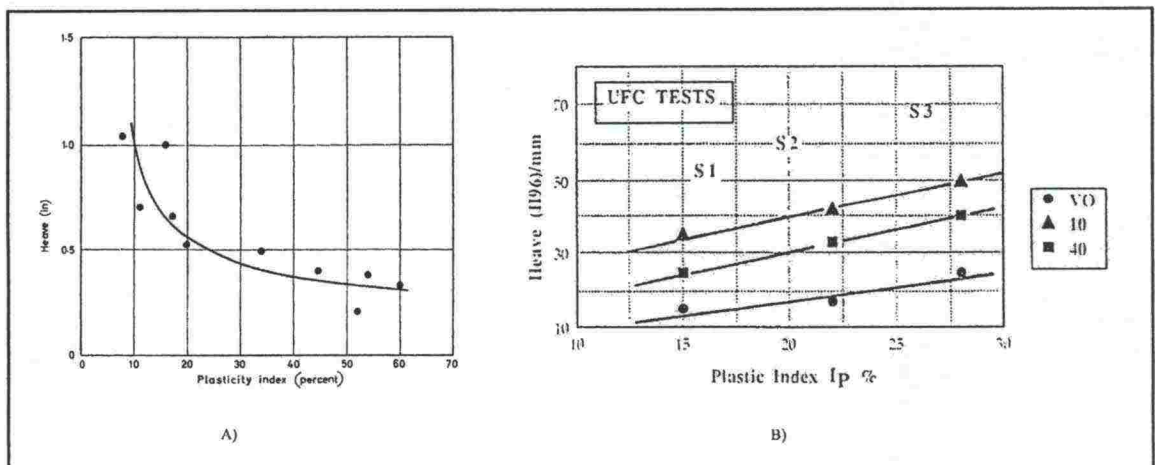
Hienorakeisen maan olotila eli konsistenssi riippuu vesipitoisuudesta. Konsistenssi voi olla maalajin sisältämästä vesimäärästä riippuen kiinteä, puolikiinteä, plastinen tai juokseva. Konsistenssiominaisuuksista routivuuden arvioinnissa on käytetty pääasiassa plastisuuslukua ja juoksurajaa. Plastisuusluku ilmoittaa sen, montako prosenttiyksikköä vettä on puolikiinteän (tai kiinteän) ja plastisen konsistenssin rajalla (kieritysraja) maalajiin lisättävä ennen kuin plastisuus häviää ja maa muuttuu juoksevaksi, eli saavutetaan juoksurajaa vastaava vesipitoisuus. Näin ollen plastisuuslukuun vaikuttaa mineraalikoostumuksesta riippuva adsorboituneen veden määrä ja sitoutumistapa, joilla on yhteys materiaalin routivuuteen.

Samoin kuin moreeneilla, myös kalliomurskeilla konsistenssiominaisuuksien käyttöä routivuuskriteerinä rajoittaa käytännön vaikeus konsistenssirajojen määrittämisessä. Mikäli konsistenssiominaisuuksia halutaan kuitenkin soveltaa kalliomurskeiden routivuuden arvioinnissa, konsistenssirajat on syytä määrittää materiaalin sisältämästä hienorakeisesta aineksesta. Friberg ja Slunga (1989) määrittivät juoksurajan ja plastisuusluvun raekooltaan alle 0,5 mm aineksesta. Hienorakeisesta aineksesta erikseen määritettyjä konsistenssiominaisuuksia voitaisiin mahdollisesti käyttää materiaalin routivuuden arvioinnissa Konradin (1999) esittämää raerungon ja hienoaineksen eriytettyä tarkastelua (vrt. luku 4.4.2) soveltaen.

ISSMFE (1989) sekä Friberg ja Slunga (1989) esittävät julkaisemattomaan saksan-kieliseen lähteeseen viitaten plastisuuslukuun ja juoksurajaan perustuvan routivuusluokituksen (ks. taulukko 4.1). Luokituksen mukaan maalaji on routimaton, mikäli sen plastisuusluku on pienempi kuin 1. Lievästi routivaksi maalaji luokitellaan silloin, kun plastisuusluku on vähintään 7 juoksurajan ollessa suurempi kuin 50.

Rieke et al. (1983) totesivat routanousukoehavaintojensa perusteella, että routimisherkkyyks kasvaa materiaalin sisältämän hienoaineksen juoksurajan kasvaessa, joskin hienoainespitoisuuden vaikutus routimisherkkyyteen on huomattavasti suurempi kuin juoksurajan.

Croney ja Jacobs (1967) ja Baba (1993) esittävät keskenään ristiriitaisia havaintoja plastisuusluvun vaikutuksesta maalajin routivuuteen (ks. kuva 4.19). Croneyn ja Jacobsin mukaan maan routimisherkkyyks pienenee plastisuusluvun kasvaessa, kun Baban raporttoimien mittausten mukaan tilanne on päinvastainen. Croney ja Jacobs esittävät, että koheesiomaalajia voidaan pitää routimattomana, kun sen plastisuusluku on suurempi kuin 15–20 %. Tämä on vahvasti ristiriidassa ISSMFE:n esittämän luokituksen kanssa, joka toisaalta ei Baban (1993) mukaan ole yhtenevä myöskään hänen mittaustulostensa kanssa.



Kuva 4.19. Mittaushavainnot plastisuusluvun vaikutuksesta routanousuun koheesiomaalajeissa a) Croneyn ja Jacobsin (1967) ja b) Baban (1993) mukaan.

Taulukossa 4.1 on esitetty myös entisessä Neuvostoliitossa käytössä ollut juoksevuuslukuun perustuva routivuusluokitus, jonka käyttöä karkearakeisten materiaalien kyseessä ollen Friberg ja Slunga (1989) eivät suosittele johtuen konsistenssirajojen määrittämisen käytännön vaikeuksista. Kujalan (1991) havaintojen mukaan juoksevuusluku korreloi erittäin heikosti routivuuteen.

4.4.4 Huokoskokojakautuma

Huokostilavuudella on merkittävä vaikutus maa-aineksen ominaisuuksiin. Vaikutus riippuu siitä, minkä kokoisista huokosista tilavuus muodostuu, koska huokoskoko säätelee maan sisältämän veden luonnetta (Nieminen, 1985) (vrt. kuvat 4.7, 4.8). Yleensä huokokset on tapana jakaa kolmeen luokkaan seuraavasti (Nieminen ja Kellomäki, 1982):

- 1) alle 2 nm mikrohuokokset
- 2) 2...50 nm mesohuokokset
- 3) yli 50 nm makrohuokokset

Nieminen (1985) toteaa, että kooltaan alle 1 µm huokosten sisältämää vettä voidaan pitää vaikeasti liikkuvana osittain adsorboituneena vetenä. Hän jaottelee tarkasteluissaan huokokset koon mukaan kolmeen ryhmään:

- 1) alle 1 µm huokokset, joissa vesi on sitoutunutta
- 2) 1...10 µm huokokset, joissa vesi liikkuu kapillaarisesti
- 3) yli 10 µm huokokset, joissa vesi liikkuu pääasiassa gravitaatiovoimien vaikutuksesta

Lovell (1983) toteaa tyhjentävästi perusteeksi huokoskokojakautuman huomioimiselle routimisherkkyyden arvioinnissa, että tietyllä maalla on vain yksi raekokojakautuma, mutta useita huokoskokojakautumia ja nimenomaan huokoskokojakautuma säätelee veden virtausta maassa. Päätelmänsä tueksi hän esittää aiemmin jo Reed et al. (1979) käsittelemän havainnon tietyn hienorakeisen maalajin routimisherkkyyden huomattavasta vaihtelusta materiaalin tiivistystavan ja siten huokoisuuden ja huokoskokojakautuman suhteen.

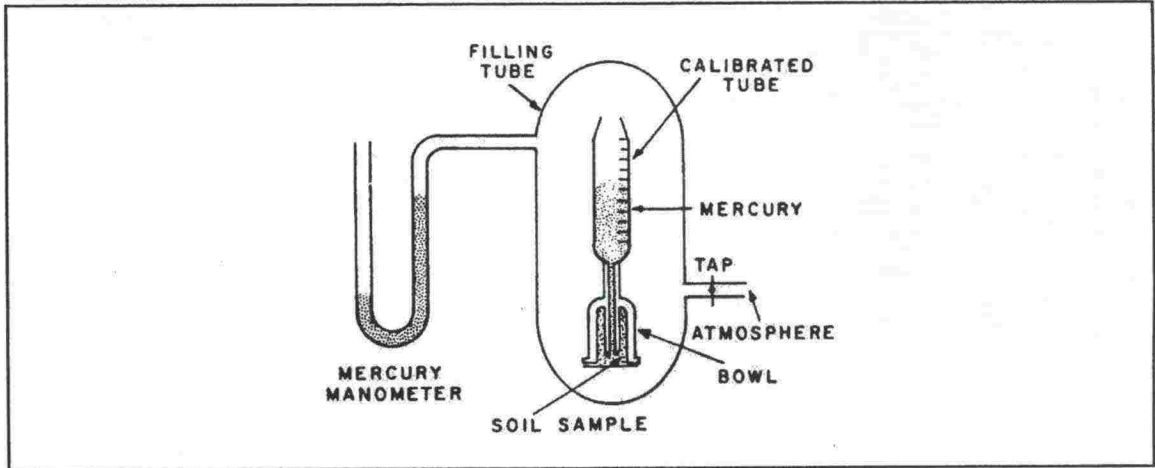
Csathy ja Townsend (1962) esittivät kapillaaristen nousukorkeusmittausten perusteella määrittämiensä huokoskokojakautumien ja kenttämittaushavaintojen yhteensovittamisen tuloksena huokoskokojakautumaan perustuvan routivuuskriteerin. Kriteerin mukaan maalaji on routimaton, mikäli yhtälö 4-10 on voimassa. Vertailussa useisiin raekokojakautumakriteereihin huokoskokojakautumakriteeri osoittautui huomattavasti luotettavammaksi routivuuden arviointimenetelmäksi.

$$\frac{P_{90}}{P_{70}} < 6 \quad , \text{ missä} \quad (4-10)$$

P_{90} = huokoskoko, jota pienempiä on 90 prosenttia huokosista

P_{70} = huokoskoko, jota pienempiä on 70 prosenttia huokosista

Csathyn ja Townsendarin huokoskokojakautuman määrittämisessä käyttämän menetelmän hitaus sai Gaskinin ja Raymondin (1973) tarkastelemaan vaihtoehtoisia menetelmiä. Kolmen menetelmän vertailussa eri menetelmillä määritettyjen huokoskokojakautumien havaittiin poikkeavan huomattavasti toisistaan. Menetelmän nopeuden ja yksinkertaisuuden vuoksi he päätyivät suosittelemaan elohopeaporosimetrin (ks. kuva 4.20) käyttöä huokoskokojakautuman määrittämisessä, joskin tätäkään menetelmää he eivät pitäneet tarkoitukseen optimaalisena. Elohopeaporosimetrissa mitataan paineen vaikutusta elohopean tunkeutumisessa materiaalin huokosiin, jolloin tietyllä painelisäyksellä tunkeutuvan elohopean määrä vastaa tietyn, pintajännityksen ja paineen perusteella määräytyvän, huokoskokoalueen tilavuutta näytteessä. Gaskin ja Raymond (1973) havaitsivat pienimpien huokosten osuuden elohopeaporosimetrillä määritettynä lähes poikkeuksetta muihin menetelmiin nähden suuremmaksi. Tämän arveltiin johtuvan siitä, että pienemmät huokokset rajoittavat elohopean tunkeutumista suurempiin huokosiin. Nieminen ja Kellomäki (1982) käsittelevät elohopeaporosimetrin antaman datan tulkintaa ja tulosten laskentaan vaikuttavia epävarmuustekijöitä.



Kuva 4.20. Elohopeaporosiometri. Gaskin ja Raymond (1973)

Myös Gaskin ja Raymond (1973) vertasivat eri menetelmillä määrittämiään huokoskokojakautumia havaintoihin materiaalien routimiskäyttäytymisestä kenttäoloissa. Elohopeaporosiometrillä mitatuista huokoskokojakautumista määritettyjen parametrien ja kenttähavaintojen välillä ei todettu yhteyttä. Kapillaarisen nousukorkeuden perusteella määritetyistä huokoskokojakautumista laskettujen parametrien havaittiin korreloivan routimisen kanssa Csathyn ja Townsandin (1962) esittämän yhteyden (P_{90}/P_{70}) lisäksi silloin, kun routivuutta verrattiin 0,15 mm ja 0,40 mm välille sijoittuvien huokosten suhteellinen osuuteen. Materiaali luokiteltiin routimattomaksi, mikäli kooltaan 0,15...0,40 mm huokosten osuus on alle 5,5 % kokonaishuokoisuudesta. Toisaalta samalla todettiin, että havaitun routimiskäyttäytymisen korrelaatio mainittuihin huokoskokojakautuman tunnuslukuihin ei ollut parempi suhteessa olemassa oleviin rakeisuuteen perustuviin routivuusluokituksiin.

Reed et al. (1979) tarkastelivat laboratorioroutanousukokeissa siltimaalajeille mitattujen routanousujen korrelaatiota elohopeaporosiometrillä määritettyjen huokoskokojakautumien tunnuslukuihin. He havaitsivat routanousun ja huokoskokojakautuman tunnuslukujen välillä korrelaation $R^2 = 0,82$ omaavan yhtälön 4-11 mukaisen yhteyden. Yhtälöllä 4-11 arvioidut routanousut suhteessa mittaushavaintoihin on esitetty kuvassa 4.21.

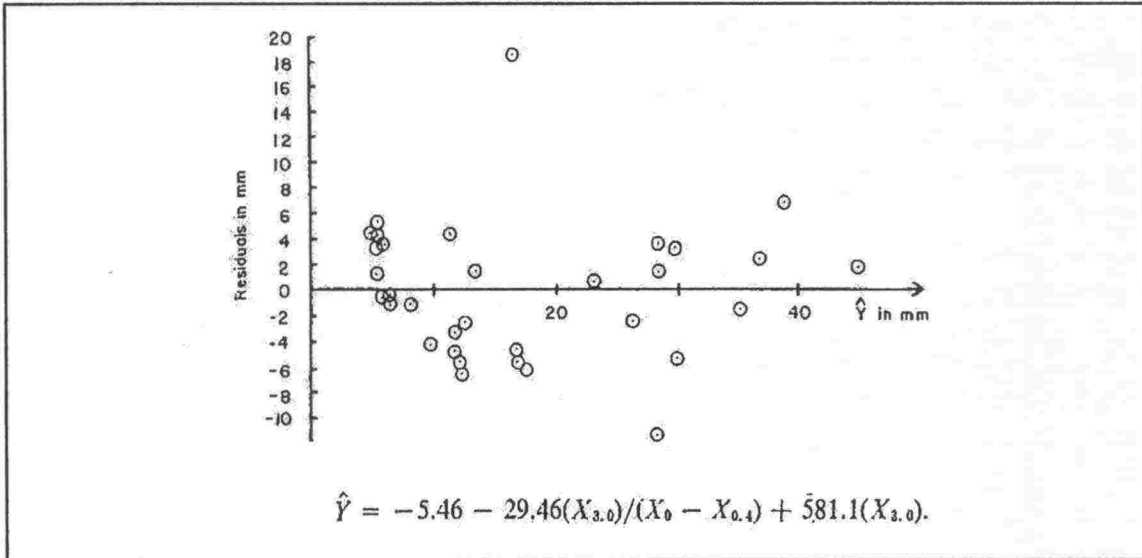
$$\hat{Y} = -5,46 - \frac{29,46 \cdot X_{3,0}}{X_0 - X_{0,4}} + 581,1 \cdot X_{3,0} \quad , \text{jossa} \quad (4-11)$$

\hat{Y} = ennustettu routanousu, [mm/d]

$X_{3,0}$ = kooltaan 3,0...300 μm huokosten kumulatiivinen huokoisuus

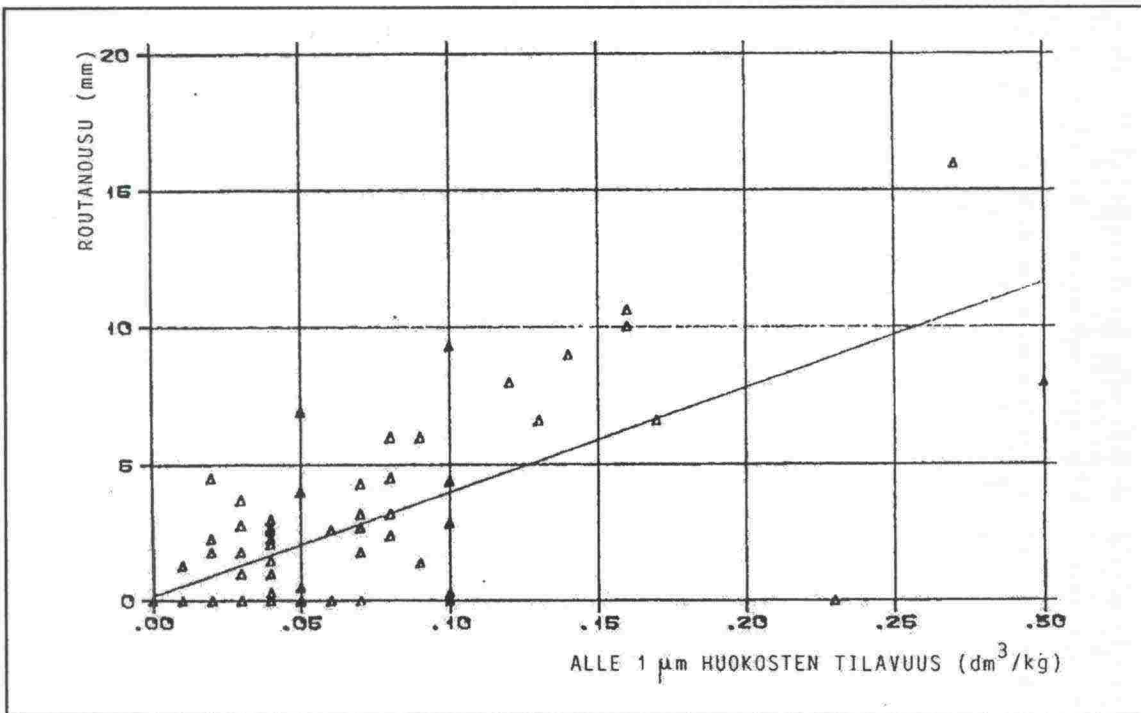
X_0 = kumulatiivinen kokonaishuokoisuus

$X_{0,4}$ = kooltaan 0,4...300 μm huokosten kumulatiivinen huokoisuus



Kuva 4.21. Yhtälöllä 4-21 huokoskokojakautuman tunnuslukujen perusteella arvioidun routanousun ja laboratoriokokeessa mitatun routanousun erotus (pystyakseli) mitatun routanousun (vaaka-akseli) suhteen Reed et al. (1979) mukaan.

Nieminen (1985) korostaa eri moreenimaalajeille tekemiensä laboratorioroutanousukokeiden perusteella alle 1 μm huokosten vaikutusta moreenin routimisherkkyyteen (ks. kuva 4.22). Hän toteaa tutkimusaineistonsa perusteella, että alle 1 μm huokosten osuuden moreenin kokonaishuokoisuudesta ollessa yli 20 % moreeni on yleensä erittäin routimisherkkää.



Kuva 4.22. Moreeneille laboratorioroutanousukokeissa havaitun routanousun riippuvuus alle 1 μm huokosten tilavuudesta (ja siten sitoutuneen veden määrästä) Niemisen (1985) mukaan.

Elohopeaporosimetrilla on mahdollista määrittää kooltaan 0,001...300 μm huokosten tilavuus ja huokosseinämien pinta-ala. Kalliomurskeita ajatellen tällöin kyseeseen tulee pelkän murskeen sisältämän hienoaineksen tarkastelu. Tätä on sovellettu tierakenteessa hienontuneita kantavan kerroksen murskeita koskevista tutkimuksista, joissa on havaittu käytössä hienontuneen materiaalin hienoaineksen kokonaishuokoisuus samoin kuin pienimpien huokosten kumulatiivinen huokoisuus huomattavasti suuremmaksi tierakenteen rasitukset paremmin kestäneen materiaalin hienoainekseen nähden. (Nieminen ja Uusinoka, 1984; Uusinoka ja Nieminen, 1986)

4.4.5 Ominaispinta-ala ja veden adsorptio

Maan ominaispinta-alalla tarkoitetaan maapartikkeleiden yhteenlaskettua raepinta-alaa painoyksikköä (joskus myös tilavuusyksikköä) kohti. Ominaispinta-ala on luvussa 4.3.3 esitetyn mukaisesti merkittävä maan sisältämän adsorptioveden, ja siten jäätyttömänä alle 0 °C lämpötiloissa pysyvän veden määrään vaikuttava tekijä. Ominaispinta-alalla on havaittu huomattava vaikutus useisiin hienorakeisen maan ominaisuuksiin. Veden adsorboitumiseen maapartikkeleihin vaikuttaa ominaispinta-alan ohella partikkelien pinnan varaustila, jota kuvataan ioninvaihtokapasiteetilla. (Lutenegger ja Gerato, 2001)

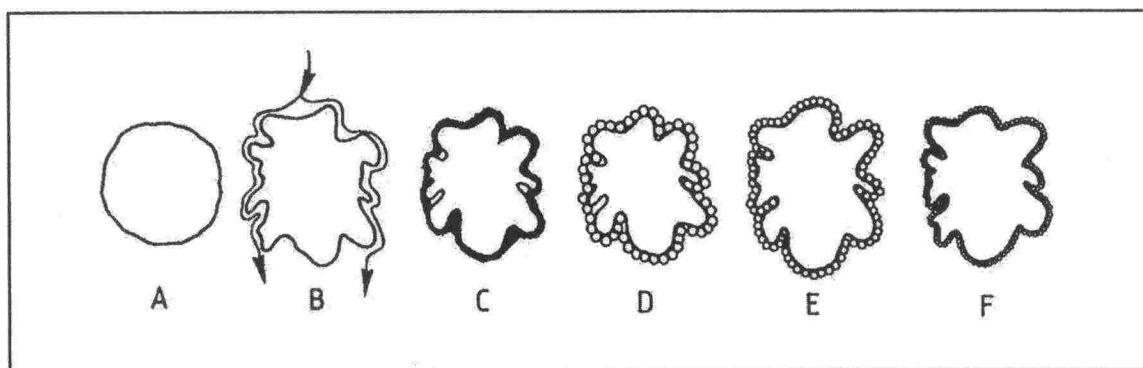
Hienoaineksen ominaispinta-alalla on yleensä määräävä vaikutus koko maalajin ominaispinta-alaan (esim. Rieke et al., 1983; Nieminen ja Uusinoka, 1984). Elohopeaporosimetrilla on havaittu (Uusinoka ja Nieminen, 1986; Nieminen 1985; Nieminen ja Kellomäki, 1982), että ominaispinta-alan kannalta merkittävimpiä ovat kaikkein pienimpien, kooltaan alle 30 nm huokosten seinämien alat. Tämän kokoluokan huokokset lisääntyvät savimineraalien osuuden kasvaessa.

Savimineraalien ominaispinta-alat vaihtelevat huomattavasti. Paisumattomat savet, kuten kaoliniitti, omaavat ainoastaan ns. ulkoisen ominaispinta-alan, kun taas paisuvilla savilla, kuten montmorilloniitillä, on ulkoisen pinta-alan lisäksi ns. sisäistä ominaispinta-alaa, joka liittyy mineraalin kykyyn adsorboida vettä myös kerrosyksiköidensä väliin (Lutenegger ja Gerato, 2001). Taulukossa 4.2 on esitetty tavallisten hienorakeisissa maalajeissa esiintyvien savimineraalien ulkoisia ja sisäisiä ominaispinta-aloja sekä ioninvaihtokapasiteetteja. Tyypillisten kivimineraalien kvartsin ja maasälprien ioninvaihtokapasiteetit ovat lähellä nollaa (<1).

Taulukko 4.2. Savimineraalien ulkoisia ja sisäisiä ominaispinta-aloja Luteneggerin ja Geraton (2001) esittämänä Mitchellin (1976) mukaan. Ioninvaihtokapasiteetit ovat pääosin Kujalan (1985) mukaan.

Savimineraali	Rakenne	Ioninvaihtokapasiteetti [me/100g]	Ulkoinen ominaispinta-ala [m^2/g]	Sisäinen ominaispinta-ala [m^2/g]
Kaoliniitti	1:1	3-15	35-70	-
Smektiitit	2:1	35-100	50-120	700-850
Illiitti	2:1	10-40	65-100	-
Vermikuliitti	2:1	100-150	40-80	800-900
Kloriitti	2:1:1	5-50	10-40	-

Hienorakeisen aineksen ominaispinta-alaa on määritetty useilla eri menetelmillä. Nieminen (1985) tarkastelee eri ominaispinta-alan määrittämenetelmien mittauseriaatteita kuvan 4.23 mukaisesti. Hän havaitsi moreenien hienoaineksille tekemissään mittauksissa eri menetelmillä mitattujen ominaispinta-alojen vaihtelevan huomattavasti ja osin ilman selvää systematiikkaa. Niemisen mukaan kuitenkin vertailemalla samasta aineksesta eri menetelmillä mitattuja ominaispinta-aloja keskenään tutkittavan materiaalin rakennetta ja käyttäytymistä voidaan arvioida suhteellisen luotettavasti.



Kuva 4.23. Kaaviokuva eri menetelmillä mitattavista ominaispinta-aloista Niemisen (1985) mukaan.

A Matemaattisesti laskettu pinta-ala, jossa rakeet oletetaan pyöreiksi

B Ilman läpivirtaukseen perustuva permeabiliteettipinta-ala

C Elohopeaporosimetrillä elohopean tunkeutuman avulla mitattu huokosten pinta-ala

D Orgaanisten yhdisteiden (esim. etyleeniglykoli monoetyylieetteri, EGME) avulla mitattu mineraalirakeiden ulkoinen pinta-ala. Yhdisteen molekyyl koko rajoittaa noin alle $22 \cdot 10^{-10}$ m:n huokokset pois.

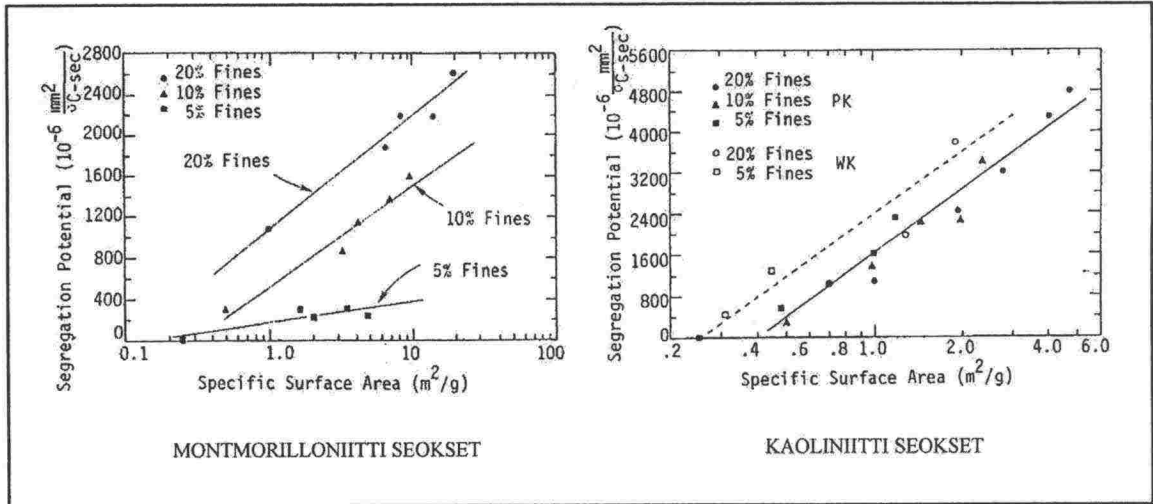
E Typpiadsorptiopinta-ala mittaa sekä ulkoista että sisäistä pinta-alaa. Ei mittaa alle $16,2 \cdot 10^{-10}$ m:n huokosia.

F Veden adsorption avulla mitataan sekä ulkoista että sisäistä pinta-alaa. Ei mittaa alle $10,2 \cdot 10^{-10}$ m:n huokosia.

Periaatteiltaan parhaiten ominaispinta-alan määrittämiseen esitetyistä menetelmistä soveltuu elohopeaporosimetrin ohella typen adsorptioon perustuva menetelmä, jossa maapartikkelien pinnoille adsorboidaan yksimolekyylinen typpikerros, jolloin ominaispinta-ala on laskettavissa käytetyn typen määrän perusteella. Veden adsorptioon perustuvassa menetelmässä rajoittavana tekijänä on partikkelien pinnalle adsorboituvan vesikerroksen paksuus, joka saattaa poiketa monomolekylaarisesta kerroksesta ja on siten verraten vaikeasti arvioitavissa. Toisaalta vesimolekyyli kykenee pienemmän kokonsa ansiosta tunkeutumaan typpimolekyyliin nähden pienempiin huokosiin. Luonnollisesti veden adsorptiokokeen tulokset ilmentävät materiaalin vedensitomiskykyä. (Nieminen, 1985)

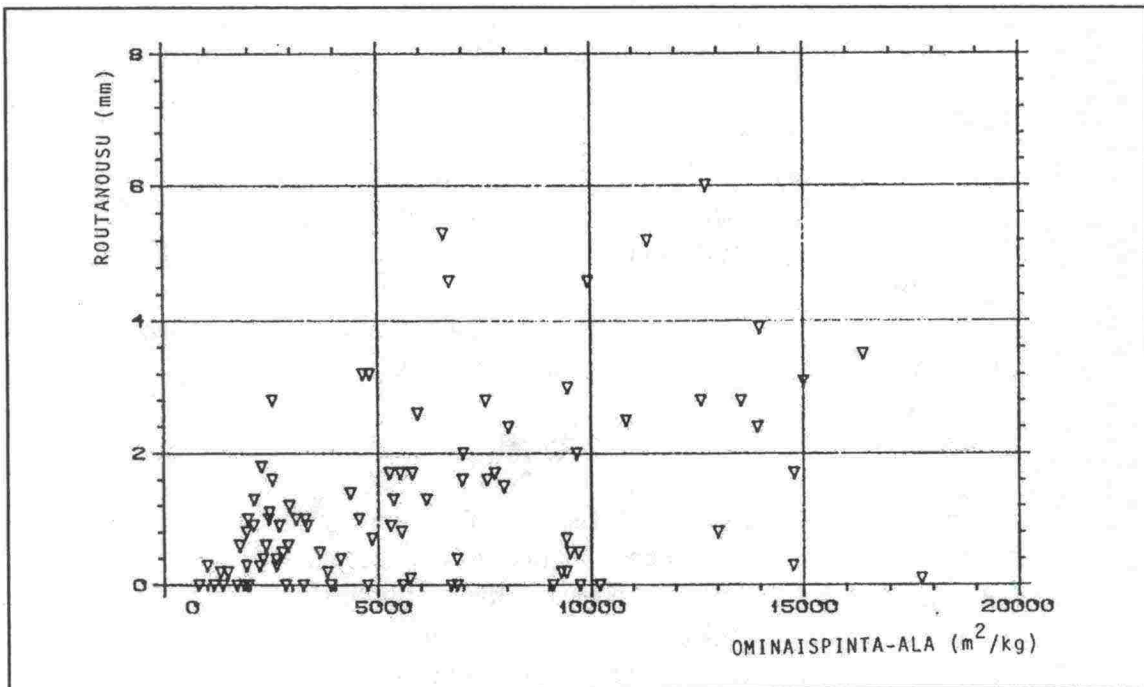
Rieke et al. (1983) havaitsivat vaihtelevia määriä montmorilloniittia ja kaoliniittia hienoon tasarakeiseen hiekkaan lisäämällä valmistamiensa seosten routimisherkkyyden korreloivan voimakkaasti seoksen ominaispinta-alan kanssa (ks. kuva 4.24). Mielenkiintoista kuvasta 4.24 on havaita, että montmorilloniittiseoksilla routimiskerroin riippuu ominaispinta-alan ohella hienoaineksen määrästä. Hienoainespitoisuuden lisäyksestä seuraava ominaispinta-alan kasvu ei siis pelkästään riitä selittämään routimiskertoimen kasvua toisin kuin kaoliniittiseosten kohdalla. Kaoliniittiseoksilla routimis-

kerroin vaikuttaa olevan kokonaan selitettävissä seoksen ominaispinta-alan perusteella hienoainespitoisuudesta riippumatta. Rieke et al. jatkoivat tulosten analysointia ottamalla tarkasteluun mukaan muita parametreja (vrt. luku 4.4.6).



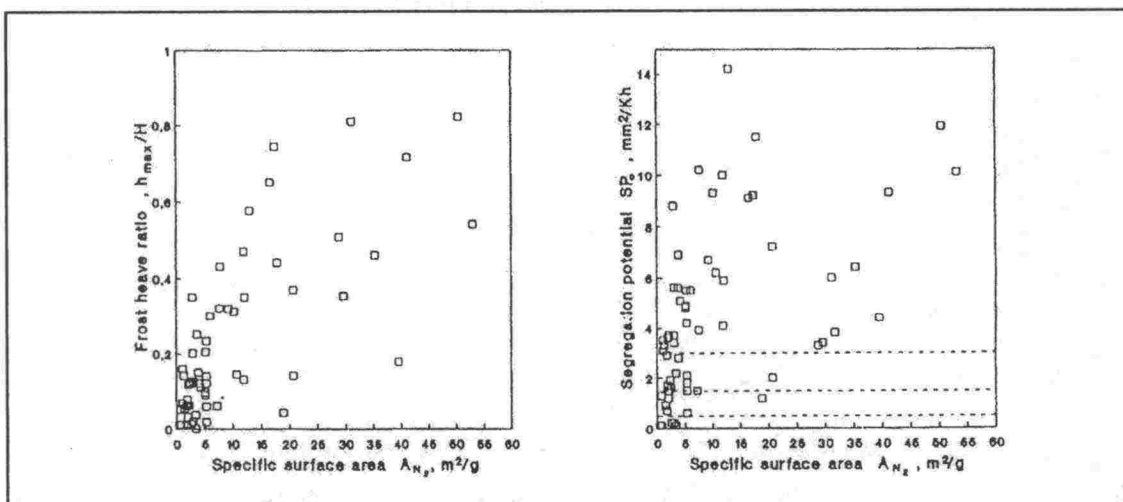
Kuva 4.24. Segregaatiopotentiaalin riippuvuus keinotekoisesti valmistetun montmorillonitiittia ja kaolinititiittia sisältävän maa-ainesseoksen ominaispinta-alasta. PK = poorly-crystallized, WK = well-crystallized. (Rieke et al., 1983)

Nieminen (1985) havaitsi tarkastelemistaan tekijöistä typen adsorptiolla mitatun hienoaineksen ominaispinta-alan parhaiten laboratoriossa mitattuun routanousuun korreloivaksi ($r = 0,71$) yksittäiseksi tekijäksi (ks. kuva 4.25). Nieminen (1989) toteaa, että useimmissa tapauksissa hienoaineksen ominaispinta-alan ollessa alle $2500 \text{ m}^2/\text{kg}$ moreenissa ei synny routanousua. Hienoaineksen ominaispinta-alavälillä $2500 \dots 4000 \text{ m}^2/\text{kg}$ routanousut ovat yleensä vähäisiä. Tuloksia sovellettaessa on syytä pitää mielessä myös hienoaineksen määrän vaikutus, joka ei tällä tavalla hienoaineksesta määritettyä ominaispinta-alaa tarkasteltaessa tule huomioiduksi.



Kuva 4.25. Niemisen (1985) laboratorioroutanousukokeissa havaitsema routanousu hienoaineksen typpiadsorptiopinta-alan suhteen.

Kujala (1991) havaitsi laboratorioroutanousukokeissa määritetyn routimisherkkyyden korreloivan typen adsorptiomenetelmällä määritettyyn ominaispinta-alaan hieman paremmin kuin raekooltaan alle 0,074 mm aineksen osuuteen, mutta huonommin kuin raekooltaan alle 0,02 mm osuuteen materiaalissa. Routimisherkkyyttä kuvaavista parametreista ominaispinta-alan korrelaatio oli voimakkain ($r = 0,73$) suhteessa routanoususuhteeseen (ks. kuva 4.26). Kujala raportoi routimisherkkyyden korreloivan jossain määrin myös kationinvaihtokapasiteetin kanssa (suurimmillaan $r = 0,52$), mutta toteaa kuitenkin, ettei ominaispinta-alaa tai kationinvaihtokapasiteettia ole tutkimuksen perusteella alhaisesta korrelaatiosta johtuen mahdollista käyttää routivuuden luokittelu-perusteena.



Kuva 4.26. Kujalan (1991) eri maalajeille tekemissä laboratorioroutanousukokeissa havaitun routanoususuhteen korrelaatio typen adsorptiomenetelmällä mitattuun ominaispinta-alaan.

Erityisesti kalliomurskeiden käyttöä ajatellen Nieminen ja Pylkkänen (1987) tekivät mielenkiintoisen havainnon tierakenteen päällystekiviainesten sisältämän hienoaineksen laatua käsittelevässä tutkimuksessaan. He totesivat tuotantopaikalta otettujen näytteiden hienoaineksista määritetyn ominaispinta-alan kalliomurskeissa soramurskeisiin nähden pääsääntöisesti pienemmäksi. Havainto selittyy heidän mukaansa osittain kalliomurskeiden terveemmällä pintarakenteella, jossa ei ole ominaispinta-alaa lisääviä koloja ja saostumia. Nieminen ja Uusinoka (1984) ja Uusinoka ja Nieminen (1986) raportoivat tierakenteessa hienontuneiden kantavan kerroksen murskeiden hienoaineksesta havaituista suuremmista huokospinta-aloista verrattuna tierakenteen rasitukset paremmin kestäneen materiaalien hienoaineksen huokospinta-alaan.

4.4.6 Hienoustekijä

Rieke et al. (1983) ja Vinson et al. (1987) esittämiä havaintoja keinotekoisien maa-ainessekoitusten routimisherkkyyteen vaikuttavista tekijöistä tarkasteltiin raekokojakautuman ja ominaispinta-alan osalta jo edellisissä luvuissa. Tarkastelua laajentaessaan he havaitsivat routimisherkkyyden korreloivan suoraan verrannollisesti hienoainespitoisuuteen ja kääntäen verrannollisesti yhtälöllä 4-12 kuvattuun "hienorakeisen aineksen juoksuraja-aktiivisuuteen" (liquid limit activity of the fine fraction). Rieke et al. (1983) päätyivät yhdistämään nämä tekijät yhtälön 4-13 mukaiseksi hienoustekijäksi.

$$A_{LL} = \frac{L_{ff}}{100\% \cdot (\% < 0,002mm) / (\% < \#ff_{max})} \quad (4-12)$$

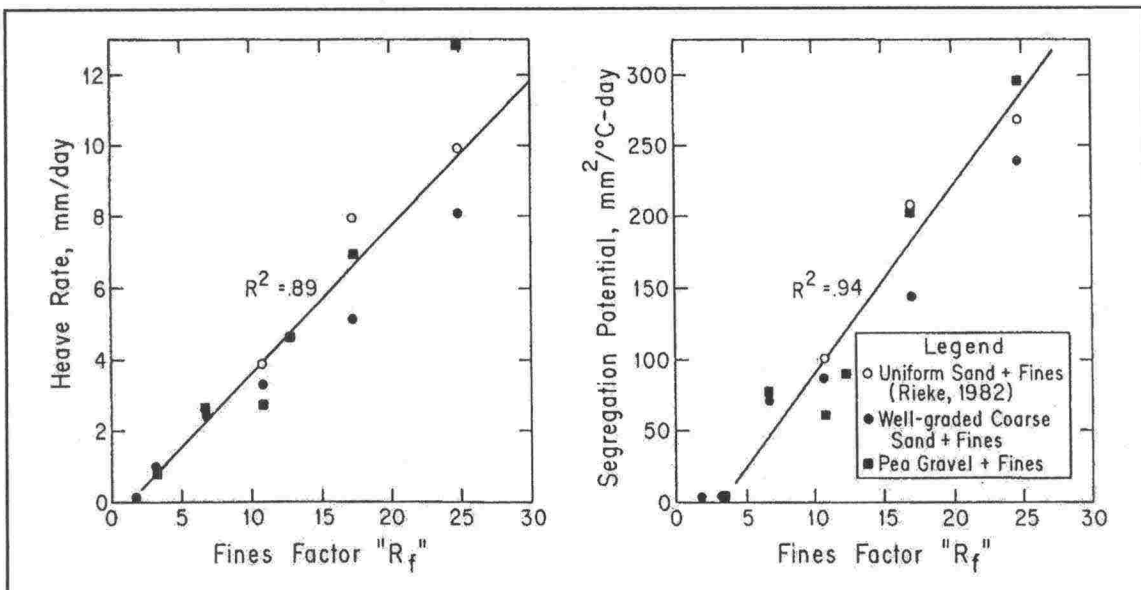
$$R_f = \frac{(\% < 0,074mm) \cdot (\% < 0,002mm)}{L_{ff} \cdot (\% < \#ff_{max})} \cdot 100\% \quad , \text{ joissa} \quad (4-13)$$

A_{LL}	= "hienorakeisen aineksen (fine fraction) juoksuraja-aktiivisuus"
L_{ff}	= hienorakeisen aineksen juoksuraja
$\% < 0,002 \text{ mm}$	= savipitoisuus, [%]
$\% < \#ff_{max}$	= hienorakeisen aineksen pitoisuus, [%]
$\#ff_{max}$	= hienorakeisen aineksen maksimiraekoko, [mm]
R_f	= hienoustekijä
$\% < 0,074 \text{ mm}$	= hienoainespitoisuus, [%]

Hienorakeisen aineksen maksimiraekoolle yhtälöihin 4-12 ja 4-13 on esitetty arvoja 0,5 mm (Ehrola, 1996), 0,425 mm (Baba, 1993), 0,4 mm (Knutsson et al., 1985; Jessberger ja Jagow, 1989) ja 0,074 mm (Friberg ja Slunga, 1989). Friberg ja Slunga toteavat, että arvoilla 0,4 mm ja 0,074 mm lasketut hienoustekijät eivät merkittävästi eroa toisistaan.

Hienoustekijää voidaan pitää hienon aineksen luokitusominaisuutena, joka ottaa raekoko-ominaisuuksien lisäksi epäsuorasti huomioon ominaispinta-alaan ja mineralogiaan liittyviä tekijöitä. Rieke et al. (1983) ja Vinson et al. (1987) totesivat routimisherkkyyden korreloivan erittäin voimakkaasti hienoustekijään (ks. kuvat 4.27, 4.28). Vinson et al. toteavat raportoivansa sekä Rieke et al. (1983) tekemien mittausten (31

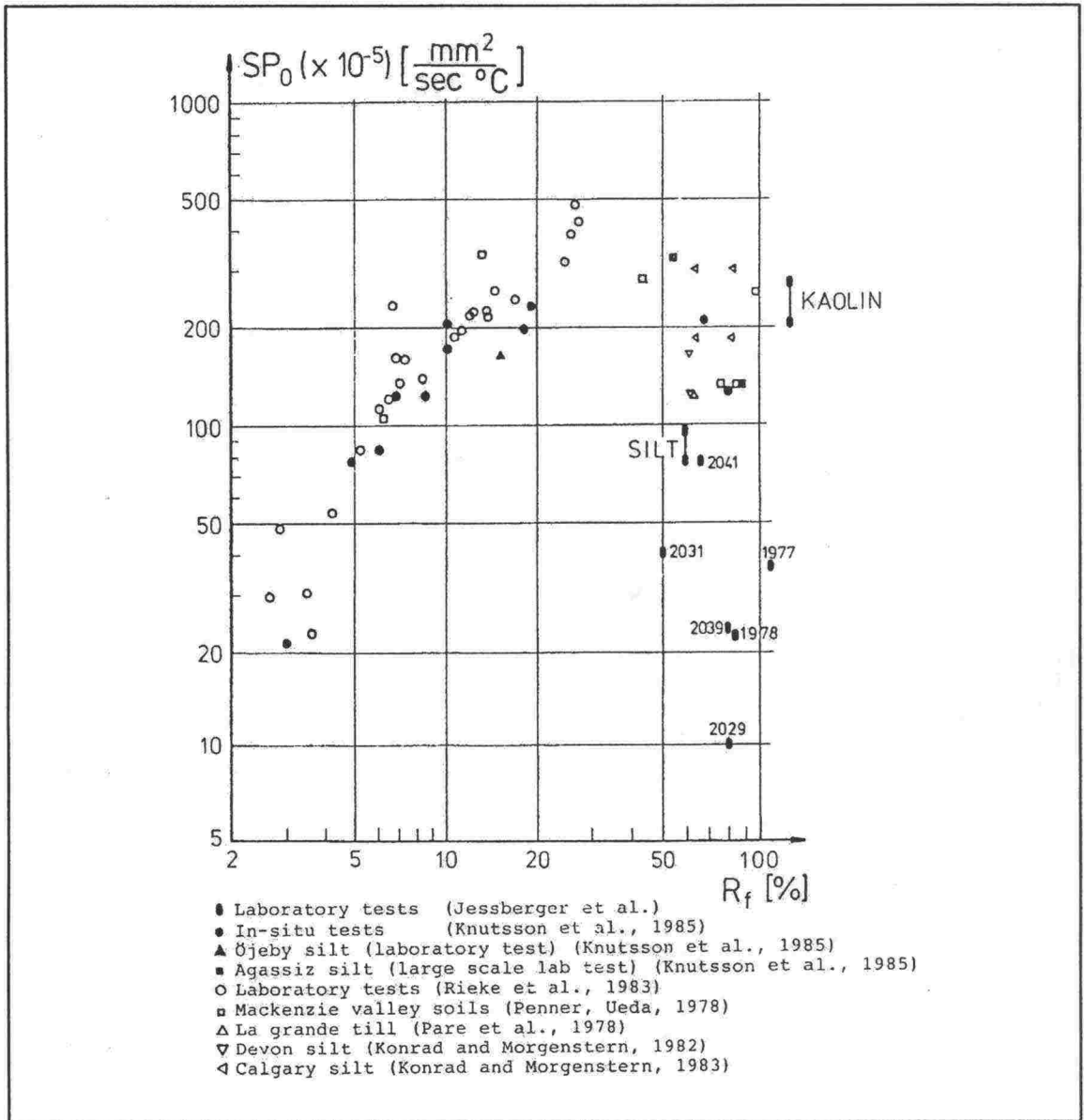
kpl) että tekemiensä lisämittausten (13 kpl) tulokset. Aiemmin esitetyissä kuvissa 4.15 havaintopisteiden lukumäärä vastaa likimäärin em. mittaussmääriä. Sen sijaan Vinson et al. esittämässä erittäin hyvän korrelaation omaavassa kuvassa 4.27 havaintopisteiden määrä on huomattavasti pienempi ja Rieke et al. tekemien mittausten havaintopisteitä esitetään ainoastaan kolme. Kuvassa 4.28 on esitetty Rieke et al. raportoimat logaritmiselle asteikolle sijoitetut havainnot. Kuvaan on lisätty Jessbergerin ja Jagowin (1989) sekä Knutsson et al. (1985) toimesta heidän mittaustensa sekä muiden kirjallisuudessa esitettyjen mittausten havaintoja. Knutsson et al. (1985) havaitsivat segregaatipotentiaalin kasvavan hienoustekijän kasvaessa, kunnes hienoustekijä saavuttaa arvon noin 30, jonka jälkeen segregaatipotentiaali kääntyy laskuun. Jessbergerin ja Jagowin (1989) esittämät mittaustulokset tukevat tätä havaintoa, mutta Baba (1993) raportoi routimisherkkyyden kasvavan vielä suurillakin (80...120) hienoustekijän arvoilla. Routimisherkkyyden aleneminen suurilla hienoustekijän arvoilla on luontevasti perusteltavissa, koska hienoustekijä kasvaa savipitoisuuden kasvaessa, jolloin vedenläpäisevyys heikkenee (vrt. kuva 4.13).



Kuva 4.27. Maa-ainesseosten routimisherkkyyden hienoustekijän suhteen Vinson et al. (1987) mukaan.

Myös Kujala (1991) havaitsi routimisherkkyyden korreloivan hienoustekijän kanssa korrelaatiokertoimen ollessa suurimmillaan suhteessa routanoususuhteeseen ($r = 0,72$). Havaittu korrelaatio oli kuitenkin vähäisempi kuin raekooltaan alle 0,02 mm aineksen osuudelle havaittu korrelaatio.

ISSMFE (1989) esittää Rieke et al. (1983) ja Vinson et al. (1987) viitaten routivuusluokituksen (ks. taulukko 4.1), jonka mukaan hienoustekijän ollessa alle 2,5 materiaali on routimaton ja hienoustekijän arvoilla 2,5...5 lievästi routiva. Friberg ja Slunga (1989) toteavat ISSMFE:n esittämän hienoustekijään perustuvan routivuusluokituksen vastaavan yhtä savimateriaalia lukuunottamatta melko hyvin laboratoriossa tekemiensä routanousukokeiden tuloksia ja in-situ-havaintoja. He toteavat, että tarkastelemistaan luokitusominaisuuksiin perustuvista menetelmistä hienoustekijään perustuva routivuuskriteeri vaikuttaa parhaalta, joskin tehtyjä kokeita on melko vähän.



Kuva 4.28. Segregaatiopotentiaalin riippuvuus hienoustekijästä Jessbergerin ja Jagowin (1989) täydentämänä Rieke et al. (1983) datan pohjalta kuvassa mainittujen lähteiden mittaus-havaintoihin perustuen.

4.4.7 Mineralogia

Mineralogian vaikutus routimisprosessissa ilmenee epäsuorana partikkelien vedensitomiskykyä ominaispinta-alan ja varaustiheyden kautta säätelevänä tekijänä. Routimista ajatellen määräävää on nimenomaan hienoaineksen mineralogia, jonka ominaisuuksissa saattaa olla huomattavia eroja (esim. taulukko 4.2).

Lambe et al. (1969) tutkivat hienoaineksen raekokoa ja määrää vaihdellen monomineraalisten ja luonnollisten hienoainesten vaikutusta alun perin hienoainesta sisältämättömän hiekan routimisherkkyyteen. Monomineraalisena hienoaineksena käytettiin useiden eri savimineraalien lisäksi karkeista rakeista jauhattua kvartssia, labradoriittia (maasälpä), muskoviittia (kiille) ja karbonaatteja. Yhteensä 375 routanousukokeen tuloksena routimisherkkyyden havaittiin vaihtelevan huomattavasti mineraaliaineksesta riippuen.

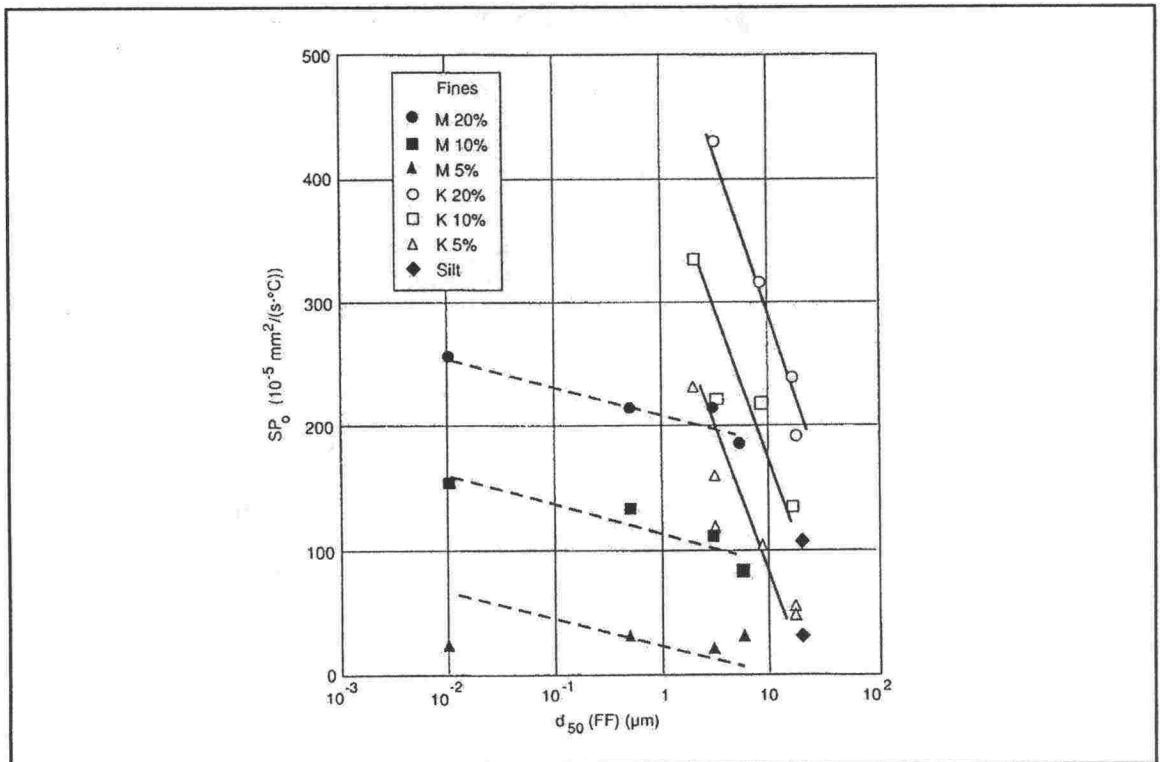
Suomessa yleisesti esiintyvistä mineraaleista suhteellisen suuren routanousun aiheuttaviksi mineraaleiksi Lambe et al. (1969) listasivat routimisherkkyyttä lisäävässä järjestyksessä: *muskoviitti, kalsiitti, montmorilloniitti (smektiitti), illiitti ja kaoliniitti*. Yleisesti ottaen savimineraalien ollessa hienoaineksena routimisen herkkyys hienoainespitoisuuden muutoksille todettiin suuremmaksi. Lambe et al. (1969) toteavat Grimin (1951) havainneen savimineraalien lisääntyvän routimisherkkyyden järjestykseksi: *montmorilloniitti, vermikuliitti, illiitti, halloysiitti ja kaoliniitti*. Vastaavasti Duckerin (1956) kolmen monomineraalin tutkimuksessaan havaitsemaksi lisääntyvän routimisherkkyyden järjestykseksi Lambe et al. (1969) toteavat: *smektiitti, kvartsi, kaoliniitti*.

Brandl (1980) esittää 15 vuoden kenttähavaintojen ja laboratoriokokeiden perusteella materiaalin sisältämän alle 0,02 mm aineksen mineralogiaan nojautuvan routivuuskriteerin, joka koskee enintään 45 mm maksimiraekoon ja vähintään 10 raekokosuhteen (d_{60}/d_{10}) omaavia maalajeja. Hänen mukaansa mineralogian selvittäminen ei ole tarpeen, mikäli alle 0,02 mm aineksen osuus on enintään 3 %. Enintään 5 % alle 0,02 mm ainesta voidaan sallia silloin, kun alle 0,02 mm aineksessa on mineraaleja enintään:

- 10 % kaoliniittiryhmästä
- 30 % kloriittiryhmästä
- 30 % vermikulittiryhmästä
- 40 % montmorilloniittiryhmästä
- 50 % kiilleryhmästä

Enintään 8 % alle 0,02 mm ainesta voidaan Brandlin (1980) mukaan sallia silloin, kun alle 0,02 mm aineksessa ei ole em. routimisherkkyyttä lisäävien mineraaliryhmien mineraaleja ja alle 0,002 mm aineksen osuus on enintään 1 %.

Konrad (1999, 2000) jatkaa Rieke et al. (1983) tulosten tarkastelua esittämällä ne kuvan 4.29 muodossa, jolloin voidaan todeta sekä montmorilloniittia (M) että kaoliniittia (K) sisältävän materiaalin routimisherkkyyden kasvavan tietyllä hienoainespitoisuudella hienoaineksen keskimääräisen raekoon (d_{50FF}) pienentyessä. Kuvasta todetaan, kuinka samalla hienoainespitoisuudella kaoliniittia sisältävän materiaalin routimisherkkyys on huomattavasti suurempi verrattuna vastaavan määrän montmorilloniitti-hienoainesta sisältävään materiaaliin. Tämä havainto saa tukea Lambe et al. (1969) raportoimista omista ja kirjallisuudessa tehdyistä havainnoista. Montmorilloniitin routimisherkkyyden todetaan siis olevan pienempi kuin kaoliniitin vaikka jäätymättömänä alle 0 °C lämpötiloissa pysyvän veden osuus tiedetään montmorillonitissa suuremmaksi. Havaintoa selittävänä tekijänä esitetään (Rieke et al., 1983), että veden sitoutumisen suurempi voimakkuus montmorilloniitissa saa aikaan adsorptiovesikerroksen suuremman jäykkyyden ja siten heikomman vedenläpäisevyyden. Saman on raportoinut myös Behr (1981).

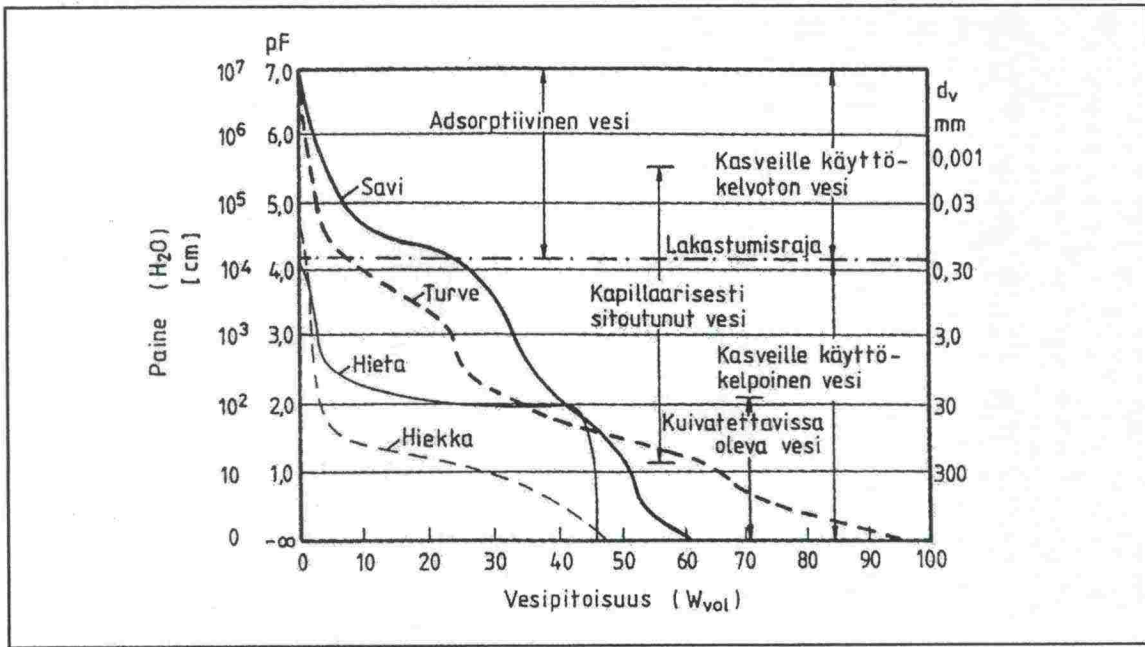


Kuva 4.29. Maa-ainesseoksen segregaatiopotentiaali kaoliniittia (K) ja montmorilloniittia (M) sisältävän hienoaineksen keskimääräisen raekoon ($d_{50}FF$) suhteen Konradin (1999,2000) esittämänä Rieke et al. (1983) datan pohjalta.

4.4.8 Vedenpidätyskyky ja imupaineominaisuudet

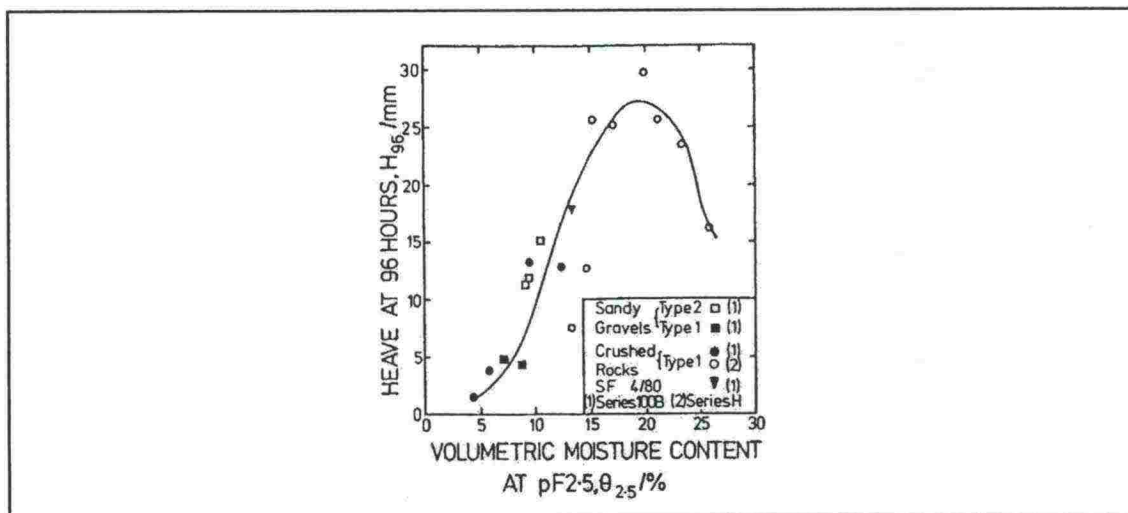
Maamateriaalin vedensitomiskykyä, tietyn kyllästysasteen saavuttamista ja sen pysyvyyttä säätelevät maan imupaine- (*suction*-) ominaisuudet. Saarenketo et al. (2000) mukaan *soil suction*, jota on kutsuttu maaveden potentiaaliksi (Kujala, 1994) ja (kokonais)imupaineeksi (esim. Saarenketo et al., 2000), kuvaa Edrisin ja Lyttonin (1976) määrittelemänä energiatasoa, jolla vesi on kiinnittynyt maaperään ja sitä mitataan työn määrällä, joka tarvitaan irrottamaan vesi vapaaksi vedeksi. On syytä huomata, että osittain jäätyneeseen vyöhykkeeseen routimisilmiössä syntyvä alipaine, jäätymisimupaine (*cryo suction*), on sulan maan kokonaisimupainetta huomattavasti voimakkaampi ollen Carpenterin ja Lyttonin (1977) mukaan noin 5–10 kertaa suurempi (Saarenketo et al., 2000). Luvun 4.3 perusteella on selvää, että maan kyky sitoa vettä on merkittävä routimisilmiöön vaikuttava maalajiominaisuus.

Maan vedensitomiskykyä on yleisesti tarkasteltu sen vedenpidätyskäyrällä, joka kuvaa paineen ja maan tilavuusvesipitoisuuden suhdetta (ks. kuva 4.30). Painetta kuvataan tällöin yleensä ns. pF-luvulla, joka ilmaisee painetta vastaavan vesipatsaan korkeuden (cm) kymmenkantaisen logaritmin. Baba (1993) luettelee viisi eri menetelmää vedenpidätyskäyrän määrittämiseksi. Friberg ja Slunga (1989) määrittivät tutkimuksissaan vedenpidätyskäyrän kohdistamalla kyllästetyn näytteen pintojen välille portaittain nostetun paine-eron ja mittaamalla kullakin paine-erolla vallitsevan tasapainokosteuden. Kujala (1991) määritti tutkimusaineistostaan vastaavalla menetelmällä imupainetta $pF = 2,5$ vastaavan tilavuusvesipitoisuuden.



Kuva 4.30. Esimerkki eräiden maalajien vedenpidätyskäyrästä, jotka ilmaisevat painetta vastaavan vesipatsaan korkeuden (cm) kymmenkantaisen logaritmin pF ja tilavuusvesipitoisuuden suhteen Kujala (1994). Vedenpidätyskäyrä esitetään usein kuvaan nähden akselit kääntäen.

Baban (1993) listaamista vedenpidätyskyvyn määritysmenetelmistä Britanniassa todettiin tarkoituksenmukaisimmaksi osmoosiin perustuva menetelmä, jolla määritettyjen vedenpidätyskäyrien havaittiin Nottinghamin yliopistossa tehdyissä tutkimuksissa olevan yhteydessä routanousukokeiden tuloksiin. Jones ja Lomas (1983, 1984) sekä Jones (1985, 1987) raportoivat hiekkaisille soramaalajeille ja kalliomurskeille routanousukokeissa havaitun routimisherkkyyden korreloivan erityisesti imupainetta $pF = 2,5$ (31 kPa) vastaavan tilavuusvesipitoisuuden kanssa. Täten kyseisen imupaineen oletettiin edustavan kyseisissä materiaaleissa osittain jäätyneessä vyöhykkeessä vallitsevan alipaineen suuruusluokkaa. Jonesin ja Lomasin havainnon mukainen selvä yhteys on esitetty kuvassa 4.31, jonka perusteella materiaalin routimisherkkyys kasvaa nopeasti imupainetta $pF = 2,5$ vastaavan tilavuusvesipitoisuuden kasvaessa noin 20 til.-%:iin saakka, jonka jälkeen routimisherkkyys kääntyy nopeasti laskuun. Raporteissa kuitenkin korostetaan, että vedenpidätyskykyyn perustuvan routivuuskriteerin esittäminen edellyttää lisämittausten tekemistä, joskin Jones ja Lomas (1983) toteavat, että alle 9 til.-%:n vesipitoisuuden pF-arvolla 2,5 omaavat materiaalit havaittiin routimattomiksi.



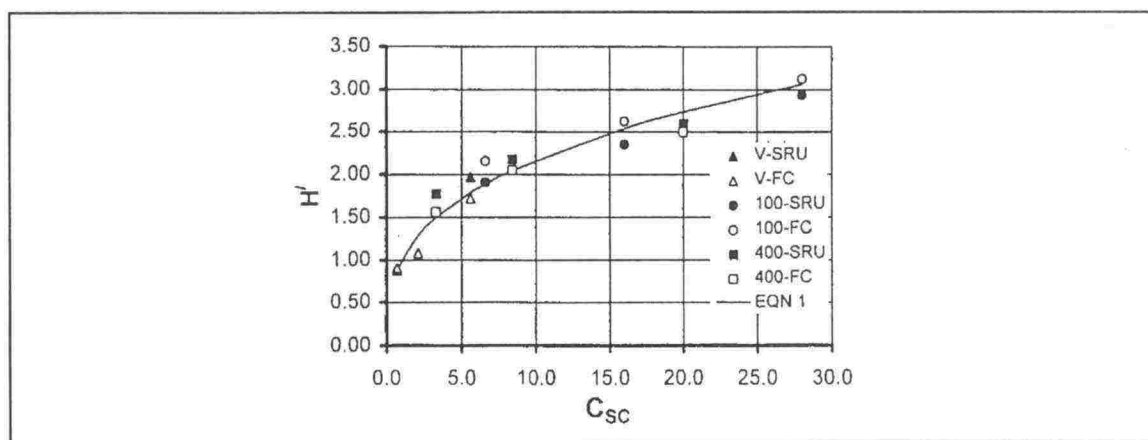
Kuva 4.31. TRRL-routanouskokeella määritetyn routimisherkkyyden riippuvuus imupainetta $pF = 2,5$ (31 kPa) vastaavasta tilavuusvesipitoisuudesta. Jones ja Lomas (1984), Jones (1985, 1987)

Uudemmassa raportissa Jones ja Baba (1997) käsittelevät vedenpidätyskäyrän yhteyttä tarkastellun ja referenssinäytteelle havaitun routanousun suhdetta kuvaavaan suhteelliseen routanousuun. He havaitsivat 18 kokeen sarjassaan hienorakeisten maalajien suhteellisen routanousun korreloivan kutistumisrajaa vastaavalla vesipitoisuudella vallitsevaan vedenpidätyskäyrän gradienttiin yhtälön 4-14 mukaisesti korrelaation ollessa $R^2 = 0,94$ (ks. kuva 4.32). Kuvatun tarkastelutavan on esittänyt aiemmin Baba (1993) väitöskirjassaan. Baba toteaa myös, että hienorakeisilla maalajeilla routimisherkkyyys korreloi suurempiakin kuin pF -arvon 2,5 imupaineita vastaavien vesipitoisuuksien kanssa, mikä selittyy hienorakeisissa maalajeissa osittain jäätyneessä vyöhykkeessä vallitsevalla suuremmalla alipaineella.

$$H' = C_{sc}^{0.336}, \text{ jossa} \quad (4-14)$$

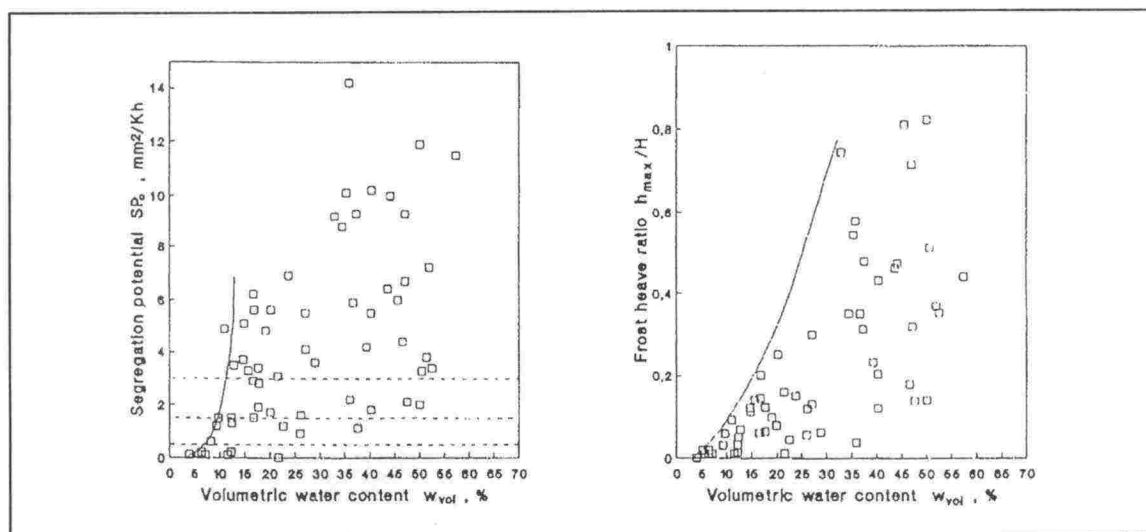
H' = suhteellinen routanousu (tarkasteltu routanousu suhteessa referenssimateriaalin routanousuun)

C_{sc} = vedenpidätyskäyrän gradientti kutistumisrajaa vastaavalla vesipitoisuudella



Kuva 4.32. Jonesin ja Baban (1997) esittämä suhteellisen routanousun ja kutistumisrajaa vastaavalla vesipitoisuudella vallitsevan vedenpidätyskäyrän gradientin välinen riippuvuus.

Kujala (1991) raportoi routanousukokeissa havaittujen routimisherkkyyttä kuvaavien eri parametrien ja pF-arvoa 2,5 vastaavan tilavuusvesipitoisuuden korrelaation vaihdelleen välillä $r = 0,63 \dots 0,80$ korrelaation ollessa voimakkain suhteessa routanoususuhteeseen (ks. kuva 4.33). Alle 8 % tilavuusvesipitoisuus pF-arvolla 2,5 indikoi Kujalan havaintojen mukaan routimatonta materiaalia. Tämä vastaa hyvin Jonesin ja Lomasin (1983) esittämää havaintoa. Kujalan (1991) ja Jonesin ja Lomasin raportoidut tulokset eroavat kuitenkin siten, että Kujalan havaintojen mukaan routimisherkkyys ei pienene jyrkästi tilavuusvesipitoisuuden kasvaessa yli 20 % (ks. kuva 4.33) toisin kuin Jonesin ja Lomasin havainnoissa (ks. kuva 4.31).



Kuva 4.33. Kujalan (1991) havainnoima korrelaatio segregatiopotentiaalilla (vas.) ja routanoususuhteella (oik.) kuvatun routimisherkkyyden sekä pF-arvoa 2,5 vastaavan tilavuusvesipitoisuuden välillä.

Friberg ja Slunga (1989) raportoivat kokeidensa tulosten vastaavan Jonesin ja Lomasin esittämiä havaintoja tilavuusvesipitoisuuden ja routanousunopeuden välisestä riippuvuudesta. Heidän mukaansa näyttää siltä, että vedenpidätyskäyrän perusteella voitaisiin melko luotettavasti arvioida maan routivuutta.

Saarenketo ja Scullion (1995, 1996; Scullion ja Saarenketo, 1997) kehittivät murskeiden imupaineominaisuuksien tutkimiseen uuden menetelmän, imupainekokeen (Tube suction test). Tube suction -kokeessa muoviputkeen tiivistetty murskenäyte asetetaan vesiastiaan siten, että vesi pääsee vapaasti imeytymään näytteeseen putken pohjalla olevien reikien kautta. Näytteen pinnalta mitataan Percometer-pintasensorilla dielektrisyysarvo sekä sähkönjohtavuus (ks. kuva 4.34) määrityin aikaväleihin ja näyte punnitaan kosteuspitoisuuden määrittämiseksi. Saarenketo (2000) käsittelee tarkemmin Tube suction -kokeen toteutustapaa. Saarenketo (1995a) esittää tekemiensä laboratorio-tutkimusten ja kentällä keräämiensä tietojen nojalla tierakenteen kantavan kerroksen murskeelle taulukon 4.3 mukaisen Tube suction -kokeessa määritettyyn dielektrisyysvakioon perustuvan routivuusluokittelun. Taulukon 4.3 perusteella murske on routimaton Tube suction -kokeessa määritetyn dielektrisyysarvon ollessa pienempi kuin 9. Saarenkedon (2000) esittämässä luokittelussa kantavan kerroksen murske arvioidaan hyvälaatuiseksi Tube suction -kokeessa määritetyn dielektrisyysarvon ollessa pienempi kuin 10. Saarenketo (1995b) ja Tielaitos (1999) esittävät maasto-olosuhteissa mitattuun dielektrisyteen ja sähkönjohtavuuteen perustuvan routivuusluokittelun myös pohjamaalle.

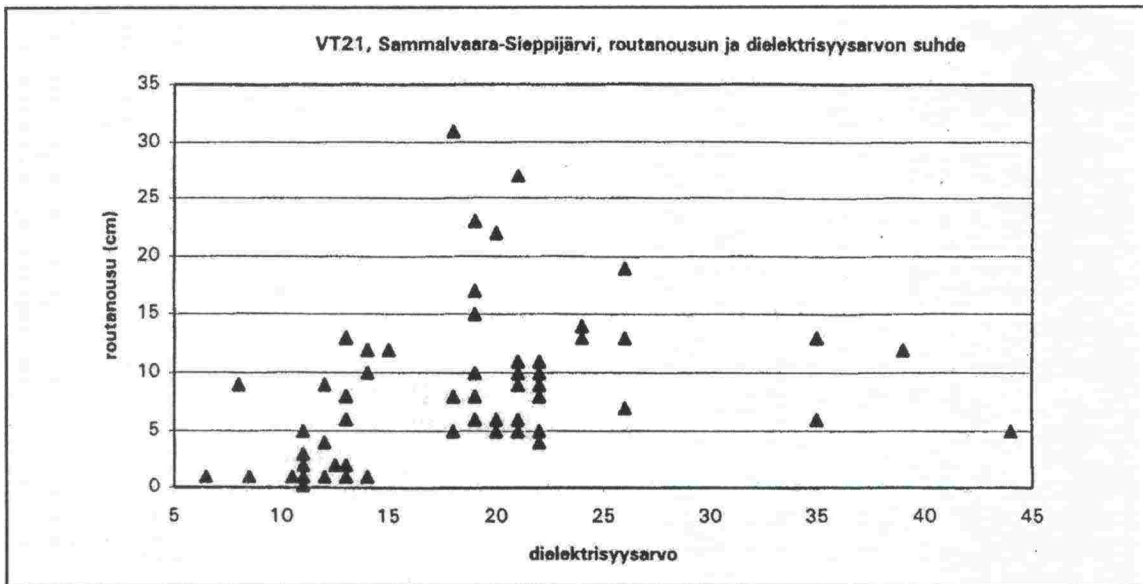


Kuva 4.34. Dielektrisyysarvon ja sähkönjohtavuuden mittaaminen percometer pintasensorilla Tube suction -kokeessa. (Saarenketo, 2000)

Taulukko 4.3. Kantavan kerroksen murskeen routivuusluokittelu Tube suction -kokeessa määritetyn dielektrisyysarvon perusteella. (Saarenketo, 1995a; Tielaitos, 1999)

Dielektrisyysarvo	Jäätymätön murske	Jäätynyt murske
< 4,5	avoin tai tiivistymätön murske, runsaasti huokostilaa, jälkitiivistävyysongelmia	ei jäätymätöntä vettä, ei sulamispehmenemistä
4,5 – 6,5	optimimurske, korkea kantavuus, routimaton	murske sisältää jäätymätöntä vettä, sulamisvaiheessa kantavuusongelmia
6,5 – 9,0	murskeella hieman liikaa kosteutta ja hienoaainesta, korkea kantavuus, routimaton	
9,0 – 14,0	murske sitoo liikaa vettä, lievästi routiva	
14,0 – 17,0	erittäin routiva murske, sulamisvaiheessa alhainen leikkauslujuus	
> 17,0	erittäin routiva murske	

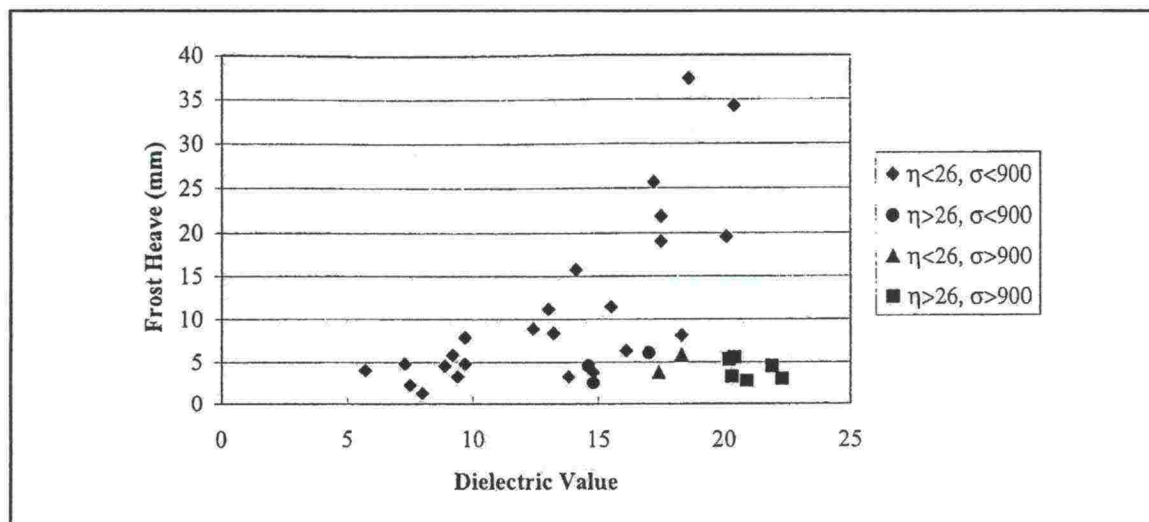
Saarenketo (1995a,b) esittää luokitusten taustalla vaikuttavien kenttämittauksissa havaittujen teiden routanousujen riippuvuuden pohjamaan dielektrisyysarvosta kuvan 4.35 mukaisena. Yksittäisen noin 10 cm routanousuhavainnon alhaisella pohjamaan dielektrisyysvakion arvolla arvioitiin johtuneen mahdollisesti rakennekerrosten routivuudesta.



Kuva 4.35. Kenttähavaintoihin perustuva teiden routanousujen yhteys pohjamaamateriaalista mitattuun dielektrisyysarvoon. (Saarenketo, 1995a,b)

Guthrie et al. (2002) ja Hermansson (2003) havaitsivat kantavan kerroksen kiviaineksille Tube suction -kokeen jälkeen mitattujen dielektrisyysarvojen korreloivan kokeen jälkeen tehdyissä routanousukokeissa havaittujen routanousujen kanssa kuvassa 4.36 esitetyllä tavalla. Havainnot tukevat Saarenkedon esittämää luokitusta. Kuvasta

4.36 nähdään, kuinka suuremmilla (>26) huokoisuuksilla routanousu on trendiä vähäisempi suuremmillakin dielektrisyysvakion arvoilla ilmentäen huokoisuuden lisääntyessä jään laajenemiselle käytettävissä olevan huokostilan lisääntymistä. Onkin huomattava, että havainto materiaalin routimattomuudesta Tube suction -kokeen jälkeen tehdyssä routanousukokeessa ei sulje pois mahdollisuutta kyseisen materiaalin routimisherkkyydestä täysin kyllästettynä. Kuvasta 4.36 nähdään myös kuinka sulana pysymistä edistävää suolapitoisuutta ilmentävä korkea sähkönjohtavuus selittää joidenkin suuren dielektrisyysarvon omaavien kiviainesten vähäistä routanousua.



Kuva 4.36. Kantavan kerroksen kiviaineiksille Tube suction -kokeen jälkeen mitattujen dielektrisyysarvojen yhteys kokeen jälkeen näytteille tehdyssä routanousukokeissa havaittuihin routanousuihin. (Guthrie et al., 2002; Hermansson, 2003)

4.4.9 Vedenläpäisevyys

Jäälän alapuolisen maan vedenläpäisevyys säätelee veden virtausta jäälän muodostumisvyöhykkeeseen. Erittäin huonosti vettä läpäisevien savimaalajien heikko vedenjohtokyky pienentää maan routimisherkkyyttä suhteessa silttimaalajeihin, vaikka vallitseva alipaine olisikin huomattavan voimakas (vrt. kuva 4.13). Vastaavasti erittäin hyvän vedenläpäisevyyden omaavan maan routimisherkkyyks on vähäinen johtuen heikosta alipaineesta.

Chamberlain (1981) ja Baba (1993) raportoivat Onalpin (1970) esittäneen *kyllästyneen maan vedenläpäisevyyteen* perustuvan routivuuskriteerin, jonka mukaan maa on routimatonta, mikäli sen vedenläpäisevyys kyllästyneessä tilassa on suurempi kuin $1,0 \cdot 10^{-5}$ m/s tai pienempi kuin $1,0 \cdot 10^{-9}$ m/s. Baba (1993) toteaa kuitenkin, että kirjallisuudessa esitetyt tulokset eivät tue Onalpin kriteeriä.

Koska maan routiminen tapahtuu yleisessä tapauksessa osittain kyllästetyssä tilassa (Baba, 1993; Kujala, 1994), routimisherkkyyden arvioinnissa käytettävän vedenläpäisevyyden tulisi kuvata *osittain kyllästetyn maan vedenläpäisevyyttä*, joka on merkittävästi pienempi verrattuna kyllästyneen maan vedenläpäisevyyteen (esim. Meidl, 1993). Osittain kyllästetyssä maassa veden virtaus tapahtuu ainoastaan veden täyttämien huokosten välityksellä, eli ilman täyttämät huokokset voidaan ajatella veden läpäisevyyden kannalta kiinteän aineen tavoin vettä läpäisemättömiksi (Meidl, 1993).

Chamberlain (1981) ja Baba (1993) raportoivat kirjallisuudessa esitetystä osittain kyllästetyn maan vedenläpäisevyyteen perustuvasta routivuuskriteeristä, jonka määrittämisessä käytetyn vedenläpäisevyyden mittausmenetelmän Baba (1993) kuitenkin toteaa myöhemmin havaitun epäluotettavaksi. Osittain kyllästetyn maan vedenläpäisevyyttä arvioidaankin yleensä kyllästyneen maan vedenläpäisevyyden ja maan vedenpidätyskärän avulla (Meidl, 1993; Kujala, 1994).

Routimisilmiössä keskeisessä osassa on nimenomaan välittömästi jäälinsin muodostumistason alapuolisen *osittain jäätyneen vyöhykkeen vedenläpäisevyys*, joka on seurausta maan sisältämän jäätymättömänä pysyvän veden kyvystä toimia veden välittäjänä alle 0 °C lämpötiloissa. Kirjallisuudesta ei kuitenkaan havaittu tarkasteluja osittain jäätyneen maan vedenläpäisevyyden vaikutuksesta materiaalin routimisherkkyyteen

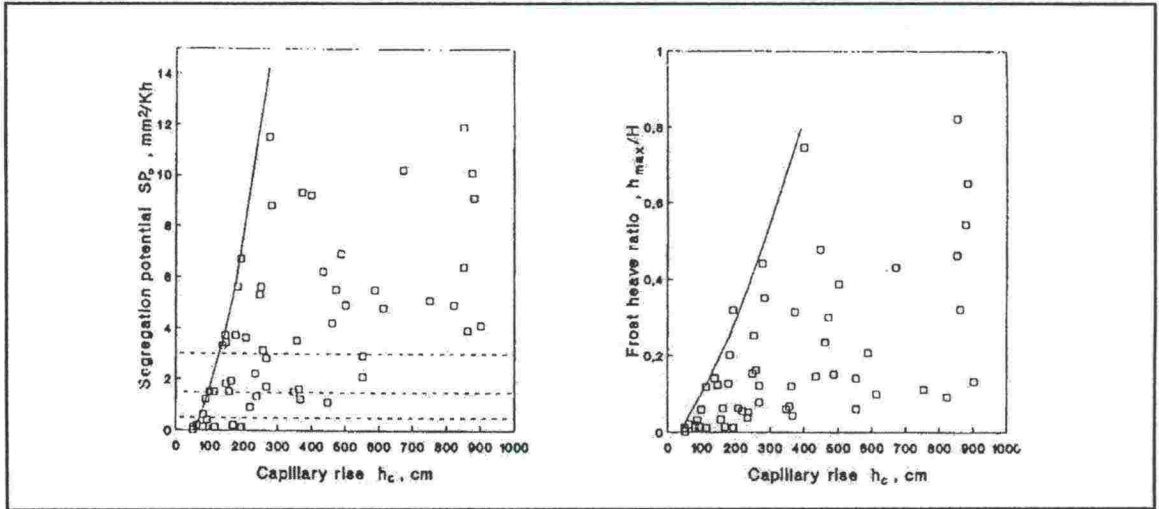
4.4.10 Kapillaarinen nousukorkeus

Veden kapillaarisella nousulla tarkoitetaan veden pintajännityksen sekä maa-aineksen ja vesimolekyylien välisen vetovoiman aikaansaamaa veden nousua maahuokosiin veden pinnan yläpuolelle (Ehrola, 1996). Kapillaarinen nousukorkeus on perusteltu tekijä routimisherkkyyden kuvaamisessa etenkin kapillaariteorian, mutta myös osittain jäätyneen vyöhykkeen olemassaoloon perustuvien teorioiden nojalla.

ISSMFE (1989) suosittelee (ks. taulukko 4.1) routivuuden arvioimiseksi Beskowin esittämään luokitukseen (Saetersdal, 1976) nojautuvaa kapillaarisen routanousukorkeuteen perustuvaa routimiskriteeriä, jonka mukaan routimattomassa materiaalissa kapillaarinen nousukorkeus on alle 1 metrin.

Friberg ja Slunga (1989) havaitsivat Beskowin esittämän kapillaariseen nousukorkeuteen perustuvan routivuusluokituksen vastaavan erittäin hyvin tekemiensä laboratorioroutanousukokeiden tuloksia ja in situ-havaintoja savimaalajeja lukuunottamatta.

Kujala (1991) havaitsi tekemissään routanousukokeissa routimisherkkyyttä kuvaavien parametrien ja kapillaarisen nousukorkeuden korrelaatioksi parametrasta riippuen $r = 0,62 \dots 0,67$ (ks. kuva 4.37). Alle 90 cm kapillaarinen nousukorkeus ilmensi Kujalan havainnoissa routimatonta materiaalia. Kujala määritti kapillaarisen nousukorkeuden raekooltaan alle 16 mm aineksesta erotuksena usein käytetylle alle 2 mm ainekselle. Aiemmin Nieminen (1985) päätyi suosittelemaan kapillaarisen nousukorkeuden määrittämistä alle 16 mm aineksesta. Karkearakeisia kalliomurskeita ajatellen kapillaarisen nousun määrittämisessä käytetty maksimiraekoko on oletettavasti merkittävästi koetulokseen vaikuttava tekijä. Nieminen (1985) raportoi huomattavia eroja raekooltaan alle 2 mm ja alle 16 mm moreeniaineksista määritetyissä kapillaarisissa nousukorkeuksissa. Myös Nieminen havaitsi kapillaarisuuden korreloivan materiaalin routimisherkkyyteen.



Kuva 4.37. Segregaatiopotentiaalilla (vas.) sekä routanoususuhteella (oik.) kuvatun routimisherkkyyden ja alle 16 mm aineksesta määritetyn kapillaarisen nousukorkeuden korrelaatio Kujalan (1991) mukaan.

4.4.11 Jäätymättömän veden määrä alle 0 °C lämpötiloissa

Maassa jäätymättömänä alle 0 °C lämpötiloissa pysyvä vesi on edellytys osittain jäätyneen vyöhykkeen olemassaololle ja siten jäälinsin muodostumiselle (ks. luku 4.3.3). Jäätymättömän veden määrää ja sen mittaamismenetelmiä on käsitelty kirjallisuudessa verraten paljon. Nykyisin (Kujala, 1994) yleisimmin käytettyjä mittaustekniikoita ovat ydinmagneettinen resonanssimenetelmä (Nuclear Magnetic Resonance, NMR) ja dielektrisyysvakion määrittämiseen perustuva TDR-menetelmä (Time Domain Reflectometry).

Kujala (1991) mittasi jäätymättömän veden määrää NMR-tekniikalla ja havaitsi -2,5 °C lämpötilassa sulana säilyvän veden määrän korreloivan parhaiten ($r = 0,58 \dots 0,79$) routimisherkkyyden kanssa. Jäätymättömän veden määrään perustuvaa jakoa routivaan ja routimattomaan materiaaliin ei havaintojen mukaan kuitenkaan ollut mahdollista tehdä.

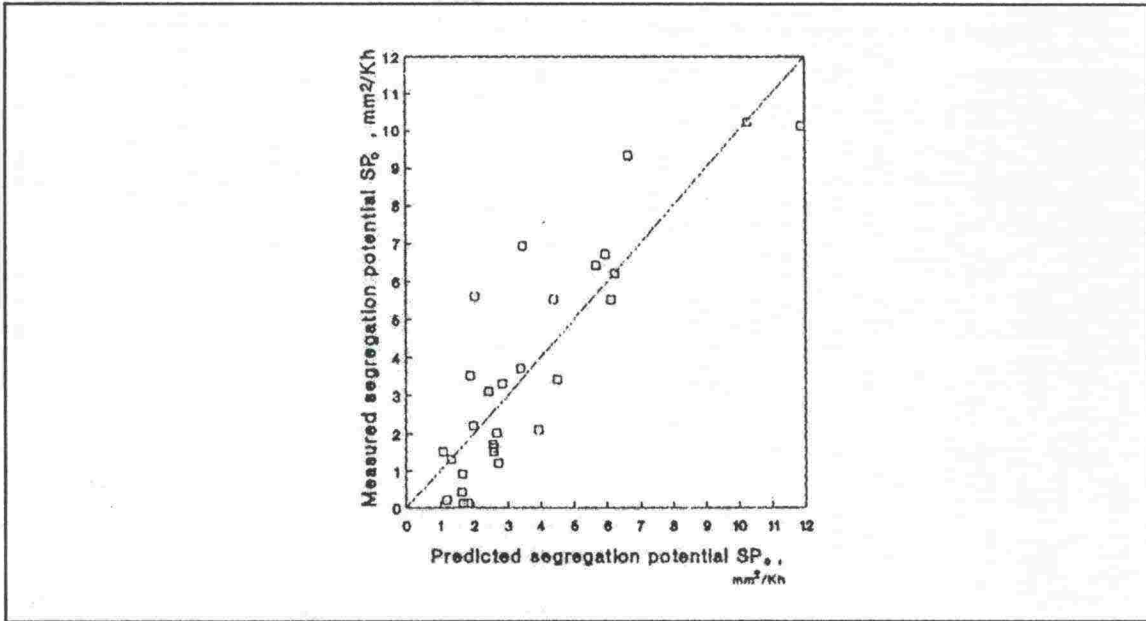
Kujala (1991) totesi koko tutkimusaineistoansa koskevan portaittaisen regressioanalyysin tuloksena jäätymättömän veden määrän -2,5 °C lämpötilassa sekä pF-arvoa 2,5 vastaavan tilavuusvesipitoisuuden maan routimisherkkyyttä kuvaavia ominaisuuksia parhaiten mallintaviksi ($R^2 = 0,76 \dots 0,80$) parametreiksi. Mikäli jäätymättömän veden määrä jätettiin tarkastelun ulkopuolelle, selitysmalli heikkeni selvästi ($R^2 = 0,45 \dots 0,67$). Esimerkiksi segregaatiopotentiaalia parhaiten kuvaavaksi regressioyhtälöksi Kujala raportoi yhtälön 4-15, jonka perusteella mallinnetun ja mitatun segregaatiopotentiaalin vastaavuus on esitetty kuvassa 4.38.

$$SP = 0,726 + 0,034 \cdot w_{vol} + 24,091 \cdot \alpha_{(T=-2,5^\circ C)} \quad , \text{ jossa} \quad (4-15)$$

SP = mallinnettu segregaatiopotentiaali

w_{vol} = pF-arvoa 2,5 vastaava tilavuusvesipitoisuus

$\alpha_{(T=-2,5^\circ C)}$ = sulan veden osuus materiaalissa - 2,5 °C lämpötilassa



Kuva 4.38. Yhtälöllä 4-15 mallinnetun ja mitatun segregatiopotentiaalin vastaavuus Kujalan (1991) tutkimuksen tuloksena.

4.4.12 Routanousukokeet

Edellisissä luvuissa esitetyt arviot eri maalajiominaisuuksien vaikutuksesta routimisherkkyyteen perustuvat suurelta osin laboratoriossa tehtyihin routanousukokeisiin. Routanousukokeita on periaatteiltaan kolmea eri tyyppiä. Vakiolämpötilakokeessa näytteen jäädyttämisessä käytetään yhtä tai useampaa portaittaista jäädytyspuolen lämpötilan muutosta ja koetuloksista määritetään routimisherkkyyttä kuvaava segregatiopotentiaali (vrt. yhtälö 4-5). Vakioroutaantumisnopeuskoe edellyttää jäädytyspuolen lämpötilan jatkuvaa alentamista näytteessä vallitsevan jäätymisrajan tasavauhtisen etenemisen mahdollistamiseksi, mistä syystä kyseinen koejärjestely on suositeltavaa suurelta osin automatisoida. Vakioroutaantumisnopeuskokeen tuloksista routimisherkkyyttä kuvataan routaantumisnopeuden aiheuttamalla routanousunopeudella. Kolmas kirjallisuudessa käsitelty koetyyppi perustuu lämmön poistumiseen vakionopeudella. Yleisimmin käytetty koetyyppi on vakiolämpötilakoe.

Kirjallisuudessa on esitetty lukemattomia erilaisia routanousukoejärjestelyjä, joita esimerkiksi Chamberlain (1981) esittelee 20 erilaista. Eri tahojen esittämissä routanousukoejärjestelyissä on keskenään eroja laitteiston, reunaehtojen ja näytteen valmistelun suhteen (ks. taulukko 4.4), mistä syystä koetulosten vertailu on hankalaa. Yhtenäistettyä menetelmää ei ole selkeästä tarpeesta huolimatta saatu aikaan. Tästä syystä routanousukokeita voidaan pitää indeksikokeina, joilla voidaan verrata eri materiaalien suhteellista routimisherkkyyttä. Muodostamalla routanousukoejärjestelyt in situ -olosuhteita vastaaviksi voidaan puhua mallikokeesta, jolloin routimisherkkyyden arvioinnissa pyritään huomioimaan paikalliset olosuhteet.

Taulukko 4.4. Routanousukokeessa vaikuttavia tekijöitä. (Kujala, 1991)

Koelaitteisto	Reunaehdot	Näyte
näytteen ja koesellin välinen kitka	kylmän ja lämpimän puolen lämpötilat	näytteen koko
jäädytysuunta	pintakuorma	maksimiraekoko
sellin koko	vedenpinnan asema	tiiviyys
mittausjärjestelmä	kokeen kesto	kosteuspitoisuus
		kyllästysaste
		tiivistysmenetelmä

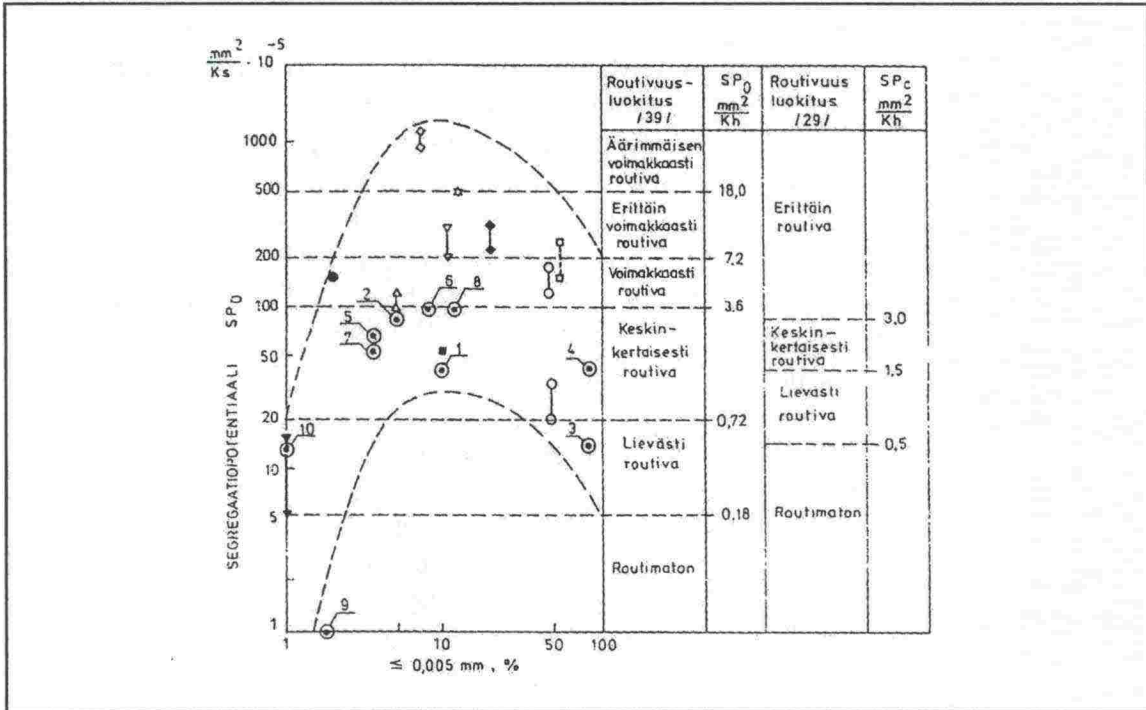
Routivuuskriteerien esittämisessä routanousukoetulosten perusteella on ongelmana koetulosten suhteellisuus. Luvussa 4.1.1 esitetyn määritelmän mukaan routimattomassa maassa ei tapahdu merkittävää jäälinssin muodostumista. Määritelmä ”merkittävää” jättää tulkinnanvaraa routimattoman materiaalin routanousulle asetettavan raja-arvon määrittämiseen. Routimattomassakin materiaalissa havaitaan routanousukokeessa huokosveden in situ -jäätyksen yhteydessä tapahtuvasta 9 % tilavuuden kasvusta johtuen routanousua.

Yleisimmin kirjallisuudessa käsiteltyjä routanousukoemenetelmiä ovat etenkin Pohjois-Amerikassa käytetty CRREL-vakioroutaantumisnopeuskoe (Chamberlain, 1987, 1986) sekä Britannian käytännön mukainen TRRL-vakiolämpötilakoe (Roe ja Webster, 1984). Kummastakin menetelmästä on esitetty tarkat menetelmäkuvaukset ja lukuisten routanousukokeiden tulosten perusteella routivuuskriteerit. TRRL-kokeen perusteella materiaali on routimaton, mikäli rinnakkaiskokeista määritetty keskimääräinen routanousu on enintään 12 mm (Roe ja Webster, 1984). Taulukossa 4.5 on esitetty CRREL-kokeen mukaisesti tehdyssä routanousukokeessa havaittuihin routanousunopeuksiin perusteella routivuusluokittelu (Chamberlain, 1987, 1986, 1981). Luokittelun mukaan materiaali on routimaton, mikäli siinä CRREL-kokeessa esiintyvä routanousunopeus on enintään 0,5 mm/d. ISSMFE:n (1989) suosittelee taulukossa 4.5 esitettyä routivuusluokittelua (ks. taulukko 4.1).

Taulukko 4.5. CRREL-vakioroutaantumisnopeuskokeessa havaittuun keskimääräiseen routanousunopeuteen perustuva routivuusluokittelu. (Chamberlain, 1987, 1986, 1981)

Routimisherkkyys	Keskimääräinen routanousunopeus [mm/d]
Routimaton	0 – 0,5
Erittäin lievästi routiva	0,5 – 1,0
Lievästi routiva	1,0 – 2,0
Keskinkertaisesti routiva	2,0 – 4,0
Voimakkaasti routiva	4,0 – 8,0
Erittäin voimakkaasti routiva	> 8,0

ISSMFE (1989) esittää routanousukokeessa havaittuun segregatiopotentiaaliin perustuvan routivuusluokituksen (ks. taulukko 4.1), jonka mukaan materiaali on routimaton segregatiopotentiaalin ollessa pienempi kuin $0,5 \text{ mm}^2/\text{h}^\circ\text{C}$. Luokitukseen sidotun routanousukokeen järjestelyt on rajattu ainoastaan yleispiirteisesti. ISSMFE:n luokitus nojautunee Konradin (1980) esittämään jaotteluun. Friberg ja Slunga (1989) vertailivat näitä luokituksia kuvassa 4.39 esitetyllä tavalla.



Kuva 4.39. ISSMFE:n (1989) [kuvassa viite /29/] ja Konradin (1980) [kuvassa viite /39/] esittämien routivuusluokitusten vertailu.

Fribergin ja Slungan (1989) mukaan CRREL-kokeessa havaittuun routanousunopeuteen perustuva luokitus näyttää johtavan jonkin verran lievempään routivuuden voimakkuus-arvioon segregatiopotentiaaliin perustuvaan luokitukseen verrattuna.

5. KALLIOMURSKEEN HIENONEMINEN RADAN RAKENNEKERROKSISSA

5.1 Hienorakeisen aineksen kerääntyminen radan rakennekerrokseen

Edellä esitetyn perusteella hienorakeinen aines on radan rakennekerroksissa käytettävissä kalliomurskeissa merkittävä rakenteen toimintaedellytyksiin vaikuttava tekijä. Materiaaliin liikennekuormituksen johdosta syntyvät palautuvat ja palautumattomat muodonmuutokset, alttius haitalliselle yhteistoiminnalle veden kanssa sekä ennen muuta materiaalin routimisherkyys riippuvat ensi sijassa hienorakeisen aineksen määrästä ja laadusta. Koska kirjallisuudessa esitetyissä hienonemistarkasteluissa on käytetty jossain määrin toisistaan poikkeavia rajaraekokoja, käsitettä 'hienorakeinen aines' käytetään tässä yhteydessä yleisnimityksenä kuvaamaan jotakin tiettyä rajaraekokoa, usein kiviaineksen ohjeellisen raekokojakautuman alarajaa (esim. ERRI, 1991b), pienempää materiaalia. Edellisten lukujen perusteella on selvää, että nimenomaan kaikkein hienorakeisin aines, raekooltaan alle 0,063 mm (tai 0,074 mm) *hienoaines*, on monien ominaisuuksien kannalta määräävässä asemassa.

Hienorakeisen aineksen laatu riippuu sen syntytavasta ja alkuperästä. Hienorakeista ainesta voi muodostua radan rakennekerroksissa toistuvan liikennekuorman ja kunnossapidon aiheuttaman murskautumisen ja hioutumisen seurauksena sekä kiviaineksen kemiallisen tai fysikaalisen rapautumisen seurauksena (vrt. luku 2). Toisaalta kalliomurske sisältää jossain määrin jo rataa asennettaessa kiviaineksen murskauksessa, käsittelyssä ja kuljetuksessa syntynyttä hienorakeista ainesta. Kolmanneksi, erityisesti tukikerrosta koskien, hienorakeisen aineksen alkuperä voi olla muualla kuin itse materiaalissa, jolloin kyseeseen tulevia hienorakeisen aineksen kulkeutumismekanismeja ovat tunkeutuminen pohjamaasta tai hienorakeisesta alusrakenteesta, putoaminen avovaunuista, hioutuminen ratapölkkyistä ja kulkeutuminen tuulen mukana rakenteen pinnalle (ks. taulukko 5.1).

Massachusettsin yliopiston toimesta on raportoitu useita (esim. Selig et al., 1992; Selig et al., 1988; Collingwood, 1988) selvityksiä tukikerroksen sisältämän hienorakeisen aineksen alkuperästä Pohjois-Amerikan rautateillä. Selig et al. (1992) esittävät kuvan 5.1 mukaisen yhteenvedon kaikkiaan 35 ongelmalliseksi osoittautuneen kenttätutkimuskohteen tukikerroksnäytteille tehdyistä tutkimuksista. Kuvan mukaan tukikerroksen sisältämästä alle 9,5 mm aineksesta pääosa oli sepeliperäistä. Jeffs (1989) raportoi vastaavista havainnoista Australian rautateillä.

Kuvan 5.1 tulosta tarkasteltaessa on huomattava, että useiden tutkimuskohteiden kiviaines oli kalkkikiveä ja siten mitä ilmeisimmin lujuudeltaan verraten heikkoa. Lisäksi aiemmissa luvuissa esitetyn perusteella tarkasteluissa käytetty 9,5 mm raekoon yläraja vaikuttaa tukikerroksen toimintakyvyn arviointia ajatellen liian suurelta. Toisaalta kiviaineksen kemiallisen rapautumisen tuloksena syntyneen hienoaineksen erottaminen esimerkiksi pohjamaan hienoaineksesta saattaa etenkin ilman pohjamaanäytettä olla vaikeaa. Suomen oloja ajatellen on lisäksi huomattava, että Pohjois-Amerikassa yleisesti käytetty ainoastaan 150 mm alusrakennepaksuus mahdollistaa pohjamaan hienorakeisen aineksen tunkeutumisen tukikerrokseen toisin kuin Pohjoismaissa routamitoituksen perusteella määräytyvät suuremmat alusrakennepaksuudet.

Taulukko 5.1. Radan rakennekerrosten hienorakeisen aineksen lähteet Selig ja Waters (1994) mukaillen Suomen olosuhteisiin sovellettuna. *) koskee erityisesti tukikerrosta, **) koskee erityisesti alusrakennetta.

1. Kiviaineksen hajoaminen:

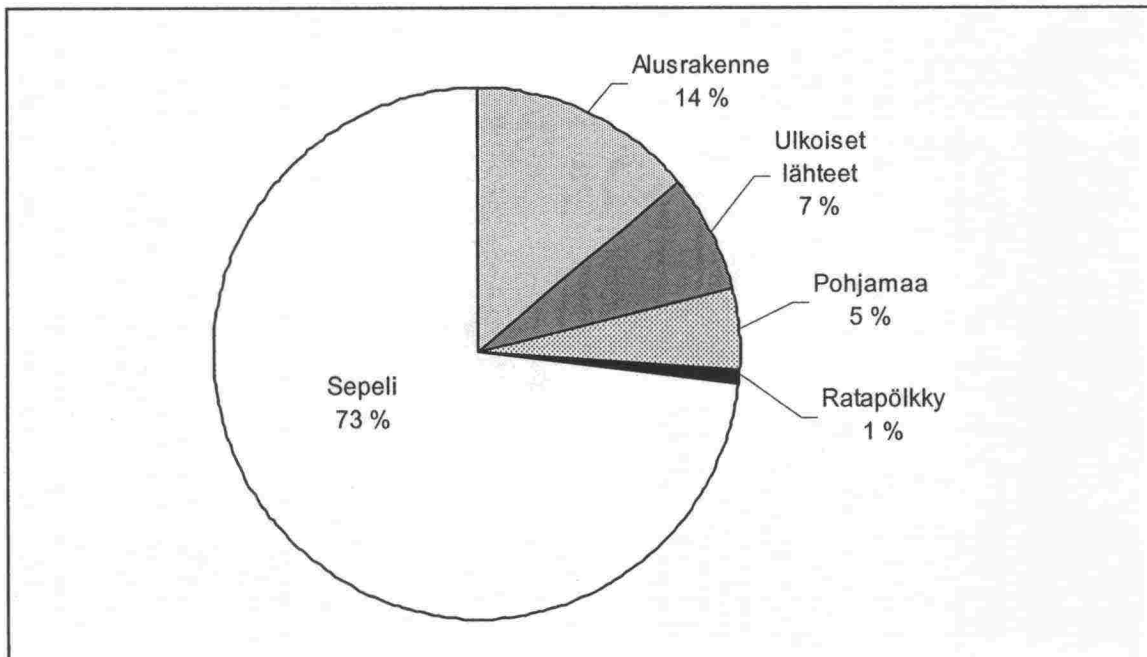
- käsiteltäessä
 - louhoksella
 - kuljetuksen aikana
 - rataa laskettaessa
 - tiivistämisen yhteydessä
- liikennekuorman vaikutuksesta
 - toistuva kuormitus
 - tärinä
 - syntyneen hienoaineksen hiova yhteistoiminta veden kanssa
- tukemisen ja muun kunnossapidon yhteydessä *)
- fysikaalisessa rapautumisessa
- kemiallisessa rapautumisessa

2. Ulkoisista lähteistä kulkeutuva materiaali:

- vaunuista pudonnut materiaali
- tuulen mukana tukikerroksen pinnalle kulkeutunut materiaali

3. Ratapölkystä kuluva materiaali

4. Alusrakenteesta *) tai pohjamaasta **) tunkeutuva materiaali

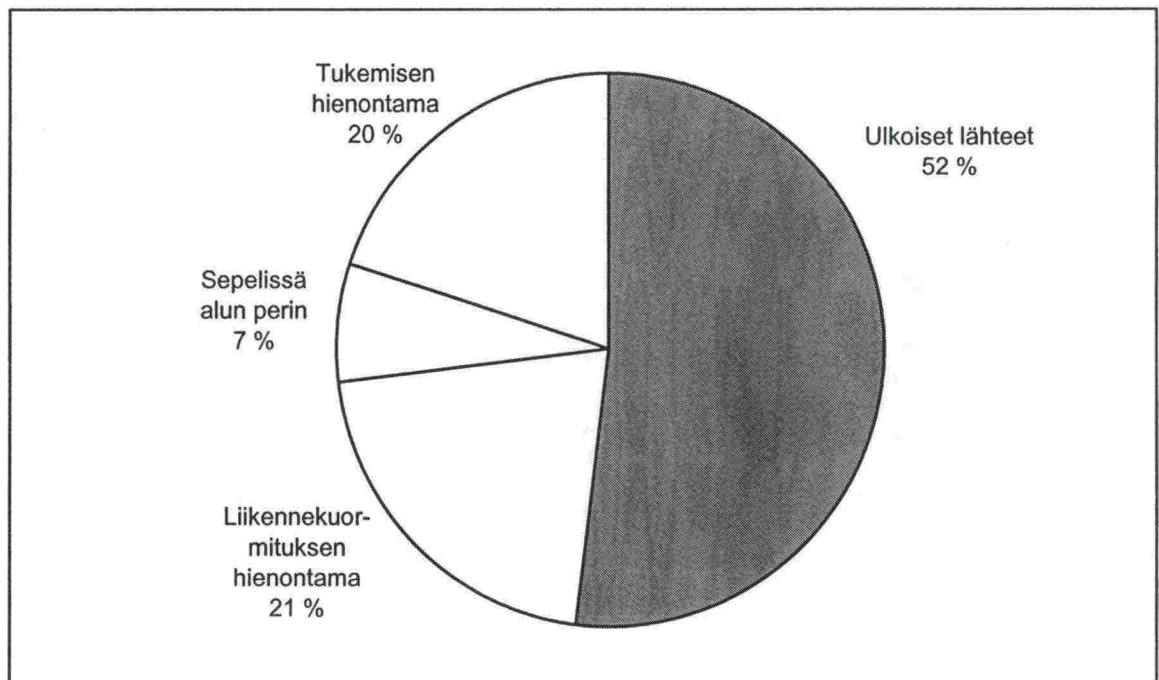


Kuva 5.1. Tukikerroksen sisältämän raekooltaan alle 9,5 mm aineksen alkuperä Pohjois-Amerikassa 35 ongelmallisesta tukikerroksesta otetulle näytteelle tehtyjen tutkimusten perusteella (Selig et al., 1992).

Myös CN-rautatieyhtiön raportoimissa tutkimuksissa (CN, 1987) pahoin hienontuneiden tukikerrosten hienoaineksen mineraalikoostumuksen todettiin vastaavan alkuperäisen kiviaineksen mineraalikoostumusta, minkä perusteella hienoaineksen arvioitiin

olevan miltei kokonaisuudessaan sepeliperäistä. Toisia kohteita koskevissa tutkimuksissa (CN, 1990 ja Raymond, 2000) todettiin betoniratapölkyn kulumisen olleen kaikkein pahiten hienontuneissa kohdissa erittäin merkittävää, minkä arvioitiin olleen seurausta runsaan hienoaineksen ja veden muodostaman massan hiomisvaikutuksesta. Chiang (1989) teki vastaavan havainnon ballast box -kokeissaan (ks. luku 5.6.8). Junaliikenteen kuormitusta simuloivissa Vibrogir-kokeissa (ks. luku 5.6.5) betoniratapölkystä irtoavan aineksen määrän todettiin kasvavan kiviaineksen lujuuden lisääntyessä (ERRI, 1993a).

Saksassa ja Iso-Britanniassa suurimmaksi tukikerroksen hienoaineslähteeksi on monilla rataosilla oletettu ylhäältä päin kulkeutuminen, pääosin vaunuista putoaminen. Oletus perustuu hienontuneesta tukikerroksesta tehtyihin havaintoihin sepelirakeiden kulmikuudesta ja särmien terävyydestä. British Railwaysin tutkimusten mukaan raekooltaan alle 14 mm tukikerrosaineksesta peräti 52 % on ylhäältä päin rakenteeseen kulkeutunut, pääosin vaunuista pudonnut ainesta (ks. kuva 5.2) (Selig ja Waters, 1994). Näin suuri vaunuista pudonnut osuus johtunee runsaista hiilikuljetuksista avovaunuilla eikä liene realistista ainakaan yleisessä tapauksessa Suomessa. Tuulen mukana tukikerroksen pinnalle kulkeutuva hienorakeinen aines saattaa olla määräävä tekijä etenkin leikkauksissa tuulieroosiolle herkillä seuduilla (esim. Raymond, 2000). Kuvasta 5.2 on huomattava tukemisen aiheuttamalle hienonemiselle arvioitu merkittävä osuus (vrt. luku 5.5.2).



Kuva 5.2. British Railwaysin arvio tukikerroksen hienorakeisen aineksen (< 14 mm) lähteistä. (Selig ja Waters, 1994)

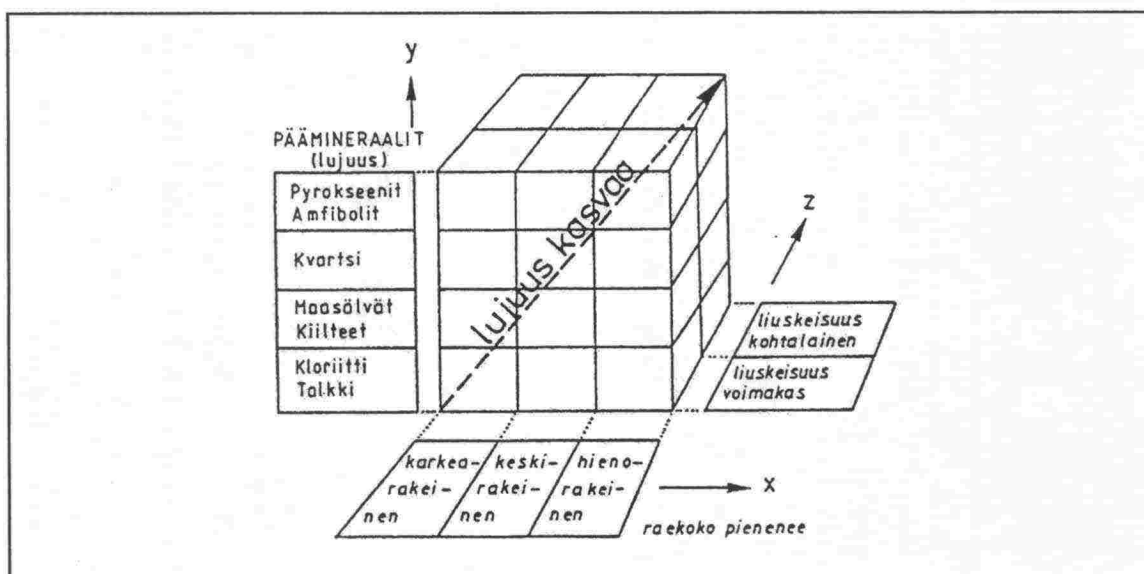
Kiviaineksen hienonemisen osuutta Pohjoismaissa käytetyillä kiviaineksilla ja vallitsevissa olosuhteissa olisi mielekästä selvittää hienontuneista tukikerroksista, sillä mikäli merkittävä osa hienorakeisesta aineksesta ei ole sepeliperäistä, parannuskeinoja rakenteen toimintaan tulee etsiä ensi sijassa muualta kuin kiviaineksen hienonemisen vastustuskyvystä. Koska kuitenkin nykytietojen valossa kiviaineksen hienoneminen

vaikuttaa hienorakeisen aineksen muodostumisessa primaariselta tekijältä, keskitytään jatkossa kalliomurskeen hienonemiseen ja tällä tavalla kiviaineksesta itsestään partikkelien mekaanisen murentumisen tai kemiallisen toiminnan irrottamana peräisin olevaan hienorakeiseen ainekseen.

5.2 Mekaaninen hienoneminen ja kiviaineksen fysikaalinen lujuus

Kiviaineksen mekaanista hienonemista voi tapahtua luvussa 2 esitettyjen kuormitus-tekijöiden ja prosessien, eli toistuvan liikennekuormituksen, materiaalin käsittelyn ja kunnossapidon sekä fysikaalisen rapautumisen, Suomen olosuhteissa lähinnä pakkasrapautumisen seurauksena. Näin syntyviä kemiallisesti rapautumattomia hienoaineksen kivimineraaleja kutsutaan jäänn- eli residuaalisiksi aineiksi (Uusinoka, 1981). Kiviaineksesta mekaanisesti irtautuneen hienoaineksen mineraalikoostumus ei yleensä paljoakaan poikkea lähtöaineksen mineraalikoostumuksesta (Uusinoka, 1986), jolloin käyttöympäristössä syntyvän hienoaineksen ominaisuuksia, esimerkiksi rapautumisalttiutta tai routimisherkkyyttä, voidaan ainakin jossain määrin arvioida kiviaineksen murskauksen aikana syntyneen hienoaineksen sekä itse kiviaineksen ominaisuuksien perusteella (esim. Uusinoka ja Nieminen, 1986, 1988) ja tarkastelun painopiste voidaan kohdistaa syntyvän hienoaineksen määrään.

Kiviaineksen kyky vastustaa mekaanista hienonemista riippuu sen fysikaalisesta lujuudesta, johon vaikuttaa kiven sisältämien osasten, mineraalien omat sisäiset lujuudet sekä näiden mineraalien yhteenliittymistapa eli kutous. Mineraalien lujuutta tarkasteltaessa tulee huomioida sekä niiden kyky kestää naarmutusta (kovuus/pehmeys) että lohkeavuus (sitkeys/hauraus). Uusinoka on esittänyt tutkimuksiinsa (esim. 1976, 1983) perustuen seuraavan luettelon yleisimmistä mineraaleista fysikaaliselta lujuudeltaan lujista heikkoihin: granaatti, oliviini, pyrokseenit (hypersteeni, augiitti, diopsidi), amfibolit (sarvivälke, tremoliitti), kvartsi, maasälvät (kalimaasälpä, plagioklaasi), kiilteet (biotitti, muskoviitti), kalsiitti, kloriitti, talkki ja savimineraalit (ks. kuva 5.3). Kyseinen luettelo koskee vain fysikaalista lujuutta. Kemiallinen kestävyys poikkeaa siitä huomattavasti (vrt. luku 5.3.3).



Kuva 5.3. Mineraalikoostumuksen, raekoon ja liuskeisuuden vaikutus kiven lujuuteen. (Kauranne et al., 1972)

On huomattava, että kiven lujuusominaisuuksille on elastisuuden vuoksi jopa eduksi, että lujien mineraalien joukossa on tasaisesti jakautuneina pieniä määriä pehmeitä, mutta kimmoisia mineraaleja, lähinnä kiillettä (esim. Uusinoka et al., 1990). Mineraalirakeiden kutous määrää sen, kuinka hyvin kivi lohkeaa mineraalien sisäisten lohko-suuntien lisäksi rakeiden välisiä rajapintoja myöten. Kivet, joissa rakeet ovat kiilautuneet ja saumautuneet toisiinsa, ovat yleensä lujia, koska selväpiirteisiä lohkeamissuuntia ei pääse syntymään, ellei kivi sisällä runsaasti pehmeitä tai lohkeavia mineraaleja etenkin yhtenäisinä kasaumina. Lisäksi hienorakeiset kivilajit ovat karkearakeisempia lujempia, koska niillä on koheesiota lisäävää pintaa enemmän ja toisaalta vähemmän sileät mineraalirakeiden väliset rajapinnat kuin karkearakeisilla kivillä. Kiven suuntautuneisuus vaikuttaa luonnollisesti heikentävästi kiven lujuuteen.

Nieminen ja Jäniskangas (1990) tutkivat tien päällystekiviaineksen ominaisuuksien muuttumista jäädytys-sulatuskokeissa. He havaitsivat useilla kiviaineksilla erittäin huomattavaa lujuuden heikkenemistä jäädytys-sulatustoiminnan johdosta. Rapautuminen oli havaittavissa myös pyyhkäisyelektronimikroskooppikuvista sekä jäädytys-sulatuskokeen seurauksena laajentuneesta huokostilavuudesta. He esittivät tutkimusten tuloksena kuvan 5.4 mukaisen arviointitaulukon tien päällystekiviaineksen suhteellisen rapautumisherkkyyden arvioimiseksi. Kiviaineksen rapautumisherkkyys lisääntyy indeksin kasvaessa. Taulukon perusteella pehmeät mineraalit, pakkoina esiintyvä kiille sekä kiisut, erityisesti magneettikiisu heikentävät päällystekiviaineksen rapautumiskestävyyttä. Mikrorakoilu, rikkonaisuus ja karkearakeisuus lisäävät rapautumisherkkyyttä. Magneettikiisun ja muiden sulfidimineraalien rapautumisherkkyyden toteavat myös Kauranne et al. (1972). On huomattava, että tästä huolimatta RHK:n nykyisissä alusrakennemateriaali- tai raidesepelivaatimuksissa (1999, 2002) ei aseteta raja-arvoa nimenomaisesti sen paremmin magneettikiisun kuin muidenkaan opaakkimineraalien määrälle toisin kuin aiemmissa raidesepelivaatimuksissa (VR, 1995) asetettiin. Aiemmissä vaatimuksissa opaakkimineraalien määrän rajoittaminen raidesepelissä perustui myös niiden hyvään sähkönjohtokykyyn.

MINERAALIKOOSTUMUS	MUUT MINE-RAALIT	4	3	1	1	3	2	1	1	1
	KIILLE PIROTE	5	5	2	2	4	3	5	2	1
	AMFI-BOLI	5	5	2	2	7	5	1	5	3
	PEHMEÄT MINE-RAALIT	8	8	7	6	8	6	1	6	4
	KIILLE PAK-KOINA	8	8	6	6	8	7	8	5	2
	KIISU	7	6	5	5	8	7	10	9	6
	MAGN. KIISU	10	9	9	8	10	5	15-	5-	0-5%
	MIKRO-RAKOILU, RIKKONAINEN		KARKEA-RAKEINEN	HIENO-RAKEINEN	EHJÄ, HYVÄ KUTOUS	YMPÄRISTÖ				
KIVILAJIN RAKENNE						SUOLA	VE-30%	15-	5-	5%
						MINERAALIN MÄÄRÄT				

Kuva 5.4. Tien päällystekiviaineksen rapautumisherkkyyden arviointitaulukko. Indeksien kasvaessa rapautumisherkyys lisääntyy. (Nieminen ja Jäniskangas, 1990)

Edellä esitetyn lisäksi erityisesti pakkasrapautumista ajatellen kiven kestävyys riippuu oleellisesti kiviaineksen vedensitomiskykyyn liittyen ominaispinta-alasta sekä huokoisuudesta, huokoskokojakautumasta ja kyllästysasteesta. Kiviaineksen korkea ominaispinta-ala lisää suhteellisen kosteuden kasvaessa adsorptioveden määrää kiven huokosrakenteessa. Suuri ominaispinta-ala ilmentää yleensä suurta adsorptiohuokosten, mikrorakojen ja kapillaarihuokosten määrää. Yhdessä nämä luovat edellytykset alipaineen vaikutuksesta gravitaatiohuokosiin virtaavalle lisävedelle (ks. luku 2.4.1) ja siten jäätymislaajeneman seurauksena tapahtuvalle kiviaineksen pakkasrapautumiselle. (esim. Nieminen ja Uusinoka, 1984; Uusinoka ja Nieminen, 1986, 1988; Sletten, 1993;)

Tarkasteltaessa kiviaineksen hienonemista kokonaisuutena on huomattava, että toistuva liikennekuormituksen aiheuttama hienoneminen, pakkasrapautuminen ja kemiallinen rapautuminen ovat toinen toisiaan kiihdyttäviä tekijöitä (esim. Sletten, 1993; Uusinoka, 1983). Kemiallisen rapautumisen seurauksena kasvava kiviaineksen huokoisuus heikentää sen lujuutta ja lisää siten alttiutta pakkasrapautumiselle samoin kuin liikennekuormituksen ja tukemisen johdosta tapahtuville murtumille. Toisaalta pakkasrapautumisen seurauksena löyhtynyt kiviaines murtuu liikennekuormituksen vaikutuksesta helpommin ja samalla kemialliselle toiminnalle altis raepinta-ala kasvaa.

5.3 Kemiallinen rapautuminen ja rapautumisalttius

5.3.1 Yleistä

Kemialliseen rapautumiseen liittyviä prosesseja on käsitelty aiemmin luvussa 2.4.2 ja tarkemmin mm. Uusinoka (1983, 1976). Verrattuna edellisessä luvussa tarkasteltuun mekaaniseen hienonemiseen kiviaineksen kemiallista rapautumista voidaan pitää

vieläkin vahingollisempaa, koska sen seurauksena syntyvän hienoaineksen ominaisuudet ovat kiviaineksen mineralogian muuttumisen myötä usein määräävästi kiviaineksen toimintakykyä heikentäviä suhteessa mekaanisesti hienontuneisiin, esimerkiksi kvartsi- tai maasälpäpitoisiin hienoaineksiin (vrt. luku 4.4.7, esim. Brandl, 1980).

5.3.2 Rapautuneisuus

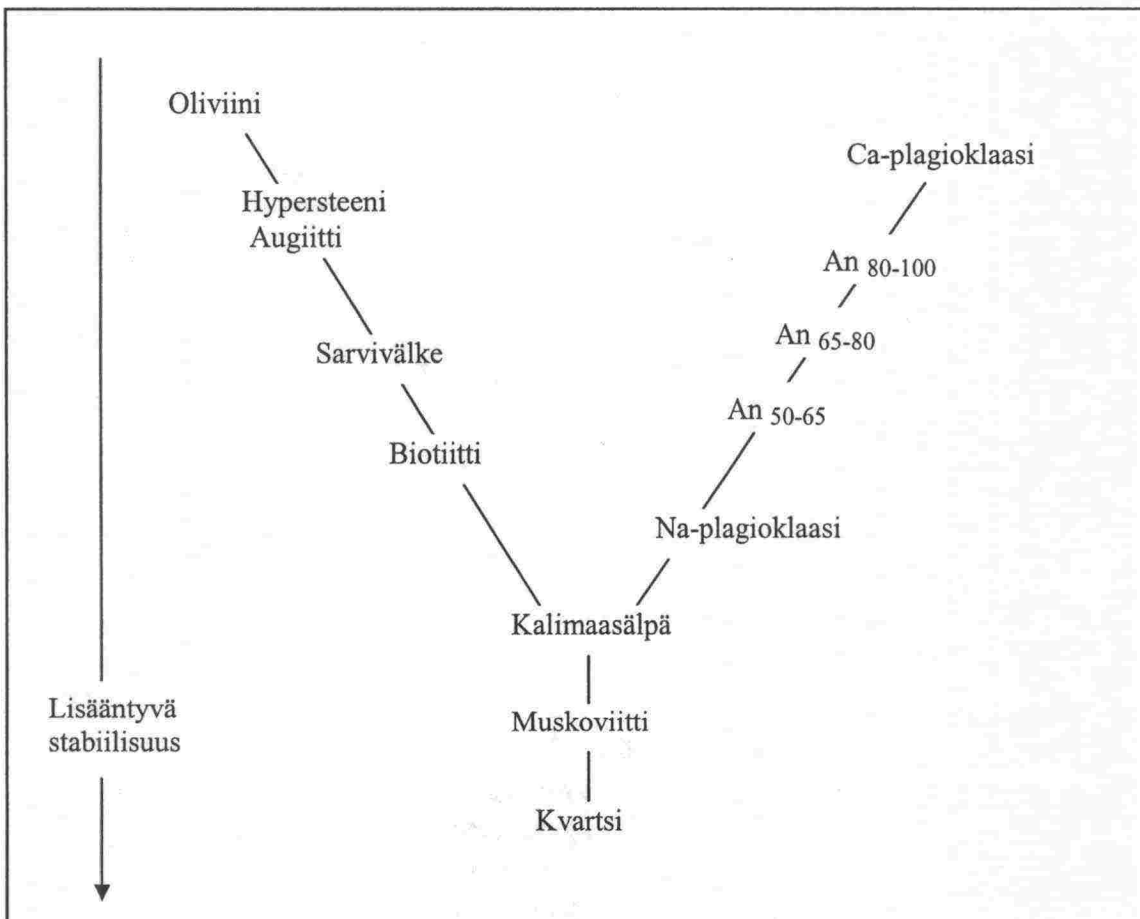
Kiviaineksen kemiallista rapautumista arvioitaessa on otettava huomioon kaksi näkökohtaa. Ensinnäkin kiviaineksen alkuperäinen rapautuneisuus ja toisaalta ennakoitavissa oleva rapautumisalttius käyttöympäristössä käyttöiän aikana. Ensimmäisen arviointi on helppoa, mutta jälkimmäinen on monesti vaikeampi kysymys. Rapautuneisuutta arvioidaan yleensä silmämääräisesti tai ohuthietarkasteluun perustuen. Rapautuneisuuden luokitteluun on Suomessa käytetty Rakennusgeologisen kallioluokituksen mukaista neliasteista jaottelua (ks. taulukko 5.2), jonka erottelukyky murskekiviainesten osalta on huono, sillä radan rakennekerroksissa käytettävän kiviaineksen tulisi kuulua luokkaan Rp 0 (VR, 1995). Materiaalin hienoaineksesta rapautuneisuutta voidaan arvioida ominaispinta-alan ja huokoskokojakautuman sekä pyyhkäisyelektronimikroskooppikuvien perusteella (esim. Nieminen ja Uusinoka, 1984; Nieminen, 1985).

Taulukko 5.2. Rakennusgeologisen kallioluokituksen mukainen rapautuneisuusluokitus. (Uusinoka, 1975)

Luokka	Silmämääräinen tarkastelu	Mikroskooppinen tarkastelu
Rp 0	Terve ja kova, ei näkyviä merkkejä kivimateriaalin muuttumisesta.	Mineraalit ovat muuttumattomia tai heikosti muuttuneita, esim. plagioklaasissa saattaa esiintyä alkavaa muuttumista serisiittinimiseksi kiilteeksi, samoin biotiitti on voinut alkaa muuttua kloriitiksi.
Rp 1	Osittain muuttunut ja pehmennyt, alkuperäisen terveen kivimateriaalin väri on muuttunut, esim. maasälpien lohkopinnoista näkyvä kiven tuoreus on selvästi kärsinyt.	Maasälpien, etenkin plagoklaasin muuttuminen serisiitiksi on jo pitkällä, samoin voi olla biotiitin kloriittiutuminen. Kalimaasälvän muuttuminen vähäisempää, kvartsi muuttumatonta; mikäli sarvivälkettä ja/tai pyrokseenia esiintyy kivessä, ovat nämäkin jo osittain muuttuneet esim. kloriitiksi.
Rp 2	Muuttunut ja pehmeä, kuivana hauras; rakeet usein jo sormin irrotettavissa (esim. moroutunut rapakivi); kivi on rapautunut pitkälle, mutta alkuperäinen rakenne on vielä tallella, vaikka suurin osa yksittäisistä mineraaleista on jo kemiallisesti rapautunut.	Plagioklaasi on yleensä täysin muuttunut savimineraaleiksi, samoin tummat mineraalit; osa rapautuneesta aineksesta on saattanut jo syöpyä pois. Raoissa on usein hienosuomuista savimineraaliainesta ja/tai rautahydrosidipigmenttiä.
Rp 3	Kokonaan muuttunut ja heikentynyt, osaksi savimainen.	Koostuu suurimmaksi osaksi savimineraaleista, mutta joukossa on vielä kvartsi- ja kalimaasälpärakeita.

5.3.3 Kemiallinen rapautumisalttius

Kivimineraalien kemiallisen rapautumisalttiuden on havaittu korreloivan niiden kiteytymisjärjestyksen kanssa siten, että varhaisimmassa vaiheessa magmasta kiteytyvät yleisimmät kivimineraalit rapautuvat herkemmin kuin myöhemmässä vaiheessa ja matalammassa lämpötilassa kiteytyvät kivimineraalit. Niinpä Goldichin (1938) mineraalien säilyvyyttä eri kivilajeissa tarkastelleiden tutkimusten perusteella esittämä klassinen kivimineraalien rapautumisjärjestys (ks. kuva 5.5) rapautuvimmasta kestävim-pään on itse asiassa sama kuin Bowenin reaktiosarjana tunnettu kivimineraalien kiteytymisjärjestys ensinnä kiteytyvästä viimeksi kiteytyvään kivimineraaliin.



Kuva 5.5. Tavallisimpien silikaattisten kivimineraalien rapautumisherkkyyttä kuvaava ns. Goldichin (1938) rapautumisjärjestys. An kuvaa plagioklaasin anortiittipitoisuutta.

Kemiallisen rapautumisherkkyyden arvioinnissa on käytetty myös ns. Reichen (1950) rapautumispotentiaali-indeksiä (weathering potential index, WPI), joka lasketaan mineraalin kemiallisen koostumuksen perusteella. Indeksä määritetään rapautuvasta kivistä kokemukseräisesti nopeimmin poistuvien oksidien (alkali- ja maa-alkalioksidit) moolisuhteiden (= oksidiprosentti/molekyyli-paino) summan (josta vähennetään veden moolisuhde) prosentuaalisena suhteena kaikkien oksidien (paitsi veden) moolisuhde-summaan kaavan 5-1 mukaisesti.

$$WPI = \frac{100 \cdot \text{moolisuhde}(K_2O + Na_2O + CaO + MgO - H_2O)}{\text{moolisuhde}(SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + K_2O + Na_2O + CaO + MgO)} \quad (5-1)$$

Mitä pienempi WPI on, sitä kestävämpää mineraali on kemiallista rapautumista vastaan. WPI korreloi varsin hyvin Goldichin mineraalien rapautumisjärjestyksen kanssa (vrt. taulukko 5.3). WPI voidaan laskea myös eri kivilajeille. Esimerkiksi graniitilla se on yleensä hieman alle 10 ja emäksisillä kivillä taas noin 20 (Reiche, 1950). Hieno-aineksesta määritettynä WPI kuvaa aineksen kypsyyttä, maturiteettia, eli mitä pienempi on hienoaineksesta määritetty WPI, sitä pidemmälle rapautunutta aines on ja sitä lähempänä materiaali on lopullista muuttumistulostaan. Vesirikkaita savimineraaleja sisältävät rapautumistuotteet antavat usein indeksille jopa negatiivisia arvoja (Uusinoka, 1981). Esimerkiksi Saarenketo ja Nieminen (1989) havaitsivat tierakenteen kantavan kerroksen soramurskeen rapautuneen kemiallisesti todetessaan sen hienoaineksesta määritetyn WPI:n alkuperäistä arvoa alhaisemmaksi.

Taulukko 5.3. Mineraalien rapautumispotentiaali-indeksejä (WPI). (Reiche, 1950)

Mineraali	WPI
Oliviini	54
Augiitti	39
Sarvivälke	36
Biotiitti	22
Labradori (= An ₅₀₋₇₀)	20
Oligoklaasi (= An ₁₀₋₃₀)	15
Albiitti (= An ₀₋₁₀)	13
Ortoklaasi (= kalimaasälpä)	12
Muskoviitti	10
Kvartsi	0...1

Oma lukunsa kemiallisen rapautumisalttiuden suhteen ovat karbonaattikivet, sillä esimerkiksi kalkkikivimurskeen hienonemisessa kemiallinen rapautuminen saattaa usein olla merkittävin tekijä. AREA:n (1992) raportin (ks. luku 5.3.5) yhteenvedossa karbonaattikivien osalta todetaan mm., että karbonaattikivimurskeen sisältämän hienorakeisen aineksen kemiallinen rapautuminen savimineraaleiksi saattaa olla hyvinkin nopeaa. Koska karbonaattikivimurskeen käyttöön radan rakennemateriaalina ei Suomessa ole tarvetta turvautua, ei näiden kivilajien kemialliseen rapautumisalttiuteen tässä yhteydessä keskitytä tarkemmin.

Mineraalikoostumuksen ohella kiviaineksen kemialliseen rapautumiseen vaikuttaa jossain määrin myös kiven mikrorakenne. Uusinoka (1983) on ottanut nämä tekijät huomioon esittämässään eri kivilajien suuntaa-antavassa rapautumiskestävyysjärjestyksessä Suomen ilmasto-olosuhteissa, joka on kestävimmästä alkaen:

kvartsiitti (myös kvartsihiekkakivi) >
amfiboliitti (useat gabrot, peridotiitit ja diabaasit ovat myös yhtä kestäviä) >
graniitti, granodioriitti ja kvartsidioriitti >
graniitti- ja kiillegneissit >
arkoosihiekkakivi ja silttikivi >
dolomiitti >
kalkkikivi

Vaikka tietyt kivilajin mineraalit olisivatkin sellaisenaan helposti rapautuvia, rapautuminen ei ole tehokasta, jos mineraalirakeiden yhteenliittymistapa on tiivis, jolloin kivi on vaikeammin rakoileva ja ympäristöön kosketuksissa olevaa pintaa on siten vähemmän verrattuna voimakkaasti rakoilleeseen kiviainekseen (esim. Uusinoka, 1983, 1990). Tämä selittää esimerkiksi edellisen listauksen mukaisen amfiboliitin suhteellisen suuren kestävyuden huolimatta sarvivälkkeen kohtuullisen suuresta rapautumisherkkyydestä (vrt. taulukko 5.3). Vastaava vaikutus on kiviaineksen huokoisuudella ja rakeiden ominaispinta-alalla.

Käytännössä ainoa olemassa oleva tapa kalliomurskeen kemiallisen rapautumisalttiuden arviointiin on kallioperägeologin suorittama kiviaineksen petrografinen arviointi sisältäen ohutlasketelun kiviaineksen mineralogiasta, raakoosta, rakeiden yhteenliittymistavasta ja mikrorakoilusta. Veden absorptiokokeen tuloksista saadaan viitteitä kiviaineksen vedenimukyvyistä sekä huokoisuudesta, joiden perusteella voidaan epäsuorasti arvioida myös edellytyksiä kemialliselle rapautumiselle. Materiaalin hienoaineksesta voidaan lisäksi tarkastella kemialliseen rapautumiseen vaikuttavia ominaisuuksia, kuten ominaispinta-alaa, huokoisuutta, huokoskokojakautumaa ja vedensitomiskykyä.

5.3.4 Rapautumistuotteet kiviaineksen hienoaineksesta

Jokainen kivilaji rapautuu kemiallisesti sen mukaan millainen mineraalikoostumus ja kutous sillä on sekä millaisessa ympäristössä se on. Näin ollen rapautumistuotteet ja niiden vahingollisuus kiviaineksen toimintaa ajatellen määräytyvät lähtöaineksen ja rapautumisolosuhteiden perusteella. Savimineraaleja syntyy esimerkiksi maasälpjen rapautuessa hydrolyysissä, jolloin heikoissa uuttumisolosuhteissa muodostuu smektiittia (montmorilloniittia) tai illiittia. Tehokkaammissa uuttumisolosuhteissa lopputuloksena on kaoliniittia, jota syntyy uuttumisolujen tehostuttua myös smektiitistä ja illiitistä. Ennen pitkää kaoliniitti rapautuu alumiinihydroksidiksi. Vastaavasti kloriitti ja serpentiini ovat monien tummien mineraalien (mm. pyrokseenit, sarvivälke, oliviini, biotiitti) ja vermikuliitti biotiitin muuttumisen välivaihe matkalla rautahydroksidiksi (Uusinoka, 1975, 1983).

Ominaispinta-alasta, vedensitomiskyvystä ja muista taipumuksistaan johtuen tietyt savi- ja mineraalit (vrt. luvut 4.4.2, 4.4.7) aiheuttavat ongelmia esimerkiksi routimisherkkyyttä ajatellen vähäisemmällä pitoisuuksilla kuin esimerkiksi hienoainekseksi jauhautuneet kvartsi- ja maasälpärakeet.

5.3.5 Kemiallinen rapautuminen radan ja tien rakennekerroksissa

Kemiallisen rapautumisen tehokkuus on edellä todetun mukaisesti voimakkaasti sidoksissa veden ja ympäristön kanssa kosketukseen pääsevään kiviaineksen pinta-alaan, mistä syystä raidesepeleihin nähden suuremman ominaispinta-alan ja lisäksi pidemmän käyttöikärasituksen omaavien alusrakennemurskeiden edellytykset kemialliselle muuttumiselle ovat uhkaavammat. Toisaalta myös raidesepeleiden, muidenkin kuin karbonaattikivien, kemiallisesta rapautumisesta on tehty ulkomailta havaintoja.

Hendrickson ja Shumway (1973) raportoivat Yhdysvaltojen osavaltioille ja valtion organisaatioille sekä Kanadan provinseille, yhteensä 61 taholle tehdystä kyselystä koskien kiviaineksen hienonemiskokemuksia tierakenteessa. Kiviaineksen hienoneminen koettiin keskimäärin kohtalaiseksi (moderate) ongelmaksi. Hienonemisongelmista raportoi 54 tahoja, joista 52 % liitti ongelmat fysikaalisen hienonemiseen ja 9 % raportoi ongelmien olevan seurausta kemiallisesta hienonemistoiminnasta. Lopuilla 39 %:lla oli sekä kemiallisesta että fysikaalisesta hienonemistoiminnasta johtuvia ongelmia. Kiviaineksen voitiin havaita vaikuttavan vastauksiin siten, että vulkaanisilla kivilajeilla ongelmista raportoineista peräti 62 % ilmoitti ongelmien syyksi sekä fysikaalisen että kemiallisen hienonemisen.

Canadian Pacific (CP) Rail toteutti vuosina 1979–1980 laajan raidesepeleiden käyttäytymistä tarkastelleen tutkimuksen, jossa tehtiin kenttätutkimuksia 54 kohteessa ja otettiin 259 raidesepele- ja alusrakenne- (subballast-) näytettä (Klassen et al., 1987; Clifton et al., 1987; Watters et al., 1987). Monien tutkittujen kiviainesten todettiin rapautuneen. Havaintoja raidesepeleiden kemiallisesta rapautumisesta ovat raportoineet lisäksi ainakin Gaskin ja Raymond (1976) sekä Reinschmidt et al. (1989). Chrismerin (1985, 1988) mukaan raidesepeleiden kemiallinen rapautuminen aiheuttaa erittäin vakavia ongelmia, mutta aiheesta on olemassa hyvin vähän tutkimustietoa. Klassen et al. (1987) ja Watters et al. (1987) mukaan rapautuminen keskittyi pääosin raidesepeleiden hienorakeiseen ainekseen. He arvioivatkin kivimineraalien kemiallista rapautumisalttiutta erikseen sepelirakeiden ja hienoaineksen osalta, jolloin he määrittelivät esimerkiksi maasälprien rapautumisalttiuden sepelirakeiden osalta alhaiseksi, mutta hienoaineksen osalta suureksi. Watters et al. (1987) suosittelevat havaintoihinsa perustuen, että yli 2 % sulfideja tai yli 5 % oliviinia sisältäviä kiviaineita ei tule käyttää raidesepeleinä.

AREA:n (American Railway Engineering Association) komitean raportoimassa kirjallisuusselvityksessä (AREA, 1992) koskien raidesepeleiden kemiallista rapautumisalttiutta todetaan, että tehdyt tutkimukset kemiallisesta rapautumisesta ovat pääsääntöisesti kvalitatiivisia koskien kemiallisia prosesseja, mineraalien muuttumista ja rapautumisen lopputuotteita. Kvantitatiivinen tutkimus kemiallisen rapautumisen nopeudesta tai rapautumistuotteiden määrästä on hitaista kemiallisista prosesseista johtuen huomattavasti hankalampaa. Raportissa (AREA, 1992) todetaankin, että kirjallisuudesta ei löydetty tutkimusta, jossa olisi käsitelty kemiallisen rapautumisen nopeutta murskatussa kiviaineksessa. Kirjallisuudesta havaittujen peruskallion pinnan kemiallista rapautumisnopeutta koskevien tutkimusten ja asiantuntija-arvioiden perusteella raportin yhteenvetona esitetään tukikerroksessa käytettävien magma- ja metamorfisten kivilajien kemiallisen rapautumisen osalta seuraavaa:

1. Ei ole merkkejä *plagioklaasin, kalimaasälpän, pyrokseenien, amfibolien, biotiitin tai muskoviitin* kemiallisen rapautumisen aiheuttamasta merkittävästä savimineraalien muodostumisesta kyseeseen tulevan raidesepelin kestojen aikana. Tämä koskee myös näiden mineraalien hienoja rakeita, sillä vaikka kemiallisten prosessien nopeus kasvaa raekoon pienetessä kasvavan ominaispinta-alan myötä, kemiallinen prosessi em. mineraaleista savimineraaleiksi on niin hidas, että ongelmia ei ehdi aiheutumaan ennen tukikerroksen puhdistustarvetta.
2. *Oliviini*, jota esiintyy etenkin basaltissa, tiedetään magma- ja metamorfisissa kivilajeissa tavanomaisista esiintyvistä mineraaleista helpoimmin kemiallisesti rapautuvaksi. Ei ole varmuutta siitä, rapautuuko oliviini kemiallisesti tukikerroksen kestojen aikana siinä määrin, että rapautumistuotteet heikentävät tukikerroksen toimintaa.
3. Magma- ja metamorfisissa kivilajeissa esiintyvää *kiilteistä kloriittia* tulee välttää raidesepeliä valittaessa.

Yllä esitetty yhteenveto koskee tukikerroksessa käytettävän kiviaineksen kemiallista rapautumista. Alusrakennemateriaalin osalta tilanne on tukikerrokseen nähden ankarampi. Ensinnäkin alusrakenteelta edellytetään 100 vuoden käyttöikää (tukikerroksella yleensä alle 40 vuotta), eikä sen puhdistaminen tukikerroksen tapaan ole mahdollista. Toiseksi raidesepeliin nähden hienorakeisempaa alusrakennemateriaalin ominaispinta-ala ja edellä esitetyn perusteella siten myös rapautumisnopeus on suurempi. Näin ollen murskatun kalliokiviaineksen kemiallista rapautumattomuutta ei voida missään tapauksessa pitää itsestäänselvyytenä yleisistäkään kivilajeista valmistetuilla, etenkin hienoja rakeita sisältävillä murskeilla. Tästä syystä alusrakennekerroksissa käytettäväksi soveltuvien kalliomurskeiden vaatimuksissa tulee kiinnittää erityistä huomiota kiviaineksen kemialliseen rapautumisalttiuteen. Myös RHK:n raidesepelille asettamiin vaatimuksiin olisi suositeltavaa sisällyttää nykytilanteesta poiketen kemiallista rapautumisalttiutta koskeva vaatimus.

5.4 Kenttähavainnot tekijöistä kalliomurskeen hienonemisessa

5.4.1 Yleiset tarkastelut hienonemisesta kenttäolosuhteissa

Luotettavimmin radan kuormitusympäristössä tapahtuvaa kiviaineksen hienonemista voidaan arvioida seuraamalla rakeisuuden muuttumista kenttäolosuhteissa. Koska murskattua kalliokiviainesta ei ole alusrakenteessa toistaiseksi käytetty, rajoittuvat tehdyt tarkastelut tukikerrokseen. Radanpidon suunnittelun tarpeisiin tehdyissä selvityksissä kiinnostuksen kohteena on käytännössä yleensä tukikerroksen puhdistustarpeen selvittäminen tietyllä rataosalla ja siten tukikerroksen rakeisuus rataosalla keskimäärin. Tukikerrosten rakeisuustietoja on Suomessa kerätty tietokannaksi RHK:n toimeenpanemana melko laajamittaisesti vuodesta 1993 alkaen.

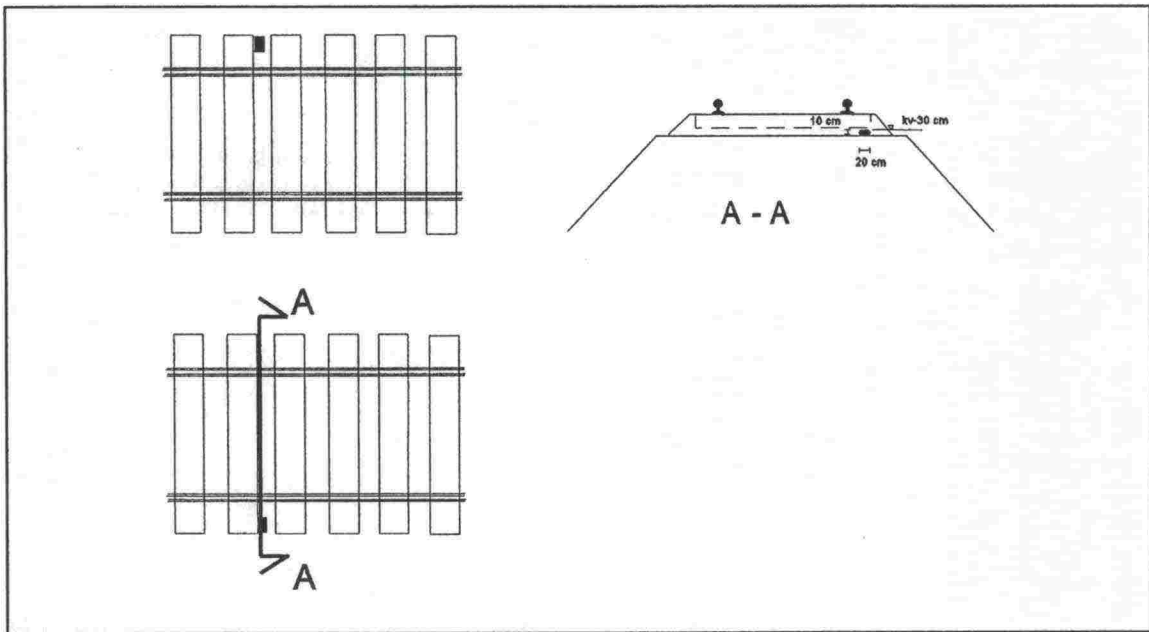
Tutkimusmielessä rakeisuustietokannan tiedoista on saatavissa suuntaa-antava käsitys tietyn rataosan raidesepelin keskimääräisestä hienonemisesta tunnetun liikennekuormitusmäärän tai ajan suhteen. Rakeisuustietokannasta saatavaa tietoa on analysoitu aiemmassa (Nurmikolu, 2000) tutkimuksessa, jossa selvitettiin näytteenottoon ja laboratoriotutkimuksiin nojautuen kiviaineksen lujuuden vaikutusta rakeisuustieto-

kannan perusteella arvioituun tukikerroksen hienonemiseen. Tutkimukset indikoivat kiviaineksen lujuuden olevan merkittävä tekijä raidesepelin hienonemisessa, minkä nojalla työssä analysoitiin elinkaaritaloudellisimman kiviaineslaadun valintaa sen hankintahinnan ja sillä saavutettavaksi arvioidun kestoajan perusteella.

Yksittäisten hienonemiseen vaikuttavien tekijöiden arviointi tietokannan perusteella edellyttäisi ennen muuta kiviaineksen laadun tuntemista rakeisuusnäytteenottoapaikalla, mutta myös muiden hienonemiseen vaikuttavien tekijöiden, kuten rakenne-, kunnossapito- ja ympäristötekijöiden tuntemista. Hienonemisen seuranta tulisi lisäksi kohdistaa samoille näytteenottoapaikoille, jotta em. hienonemiseen vaikuttavista tekijöistä mahdollisimman moni saataisiin vakioitua ja eri aikoina tehdyt rakeisuushavainnot vertailukelpoisiksi keskenään.

Erityisellä tutkimustarpeita palvelemaan rakennetulla koerataosalla hienonemiseen vaikuttavien eri tekijöiden merkittävyyttä voitaisiin tarkastella varioimalla tekijöitä koeradan eri osioissa. Huolellinen suunnittelu ja seuranta mahdollistavat tiedonsaannin kiviaineksen laadun lisäksi myös muiden tekijöiden merkityksestä hienonemiseen. Tarkasteltavien parametrien määrästä ja mittakaavasta suuresti riippuvat koerataosien rakentamiskustannukset on ilmeisesti oletettu vasta seurantajakson jälkeen saatavaa hyötyä suuremmiksi ja hienonemisen arvioinnissa on yleensä pitäydytty käyttöolosuhteita mallintamaan pyrkivissä koejärjestelyissä, joita on käsitelty luvussa 5.6.

Kenttäolosuhteissa tehtyjä seurantoja, joissa on tarkasteltu erityisesti joidenkin tiettyjen muuttujien merkitystä kiviaineksen hienonemisessa, käsitellään seuraavissa luvuissa 5.4.2–5.4.4 sekä 5.5. Tuloksia arvioitaessa on huomattava, että näytteenottokohdan sijainnista tukikerroksessa ei monessakaan tarkastellussa raportissa ole mainintaa. Tämä vaikeuttaa tulosten arviointia huomattavasti, sillä näytteenottoapaikan on todettu vaikuttavan määräävästi saatavaan hienonemisarvioon (Klassen et al., 1987; Collingwood, 1988; Turunen, 1986). Raiteen poikkileikkauksen suunnassa välittömästi kiskon alapuolella tilanne on sepelin kannalta ankarin sekä liikennekuormituksen (vrt. luku 2.2.2) että tähän kohtaan kohdistettavan tukemisen seurauksena. Vastaavasti raiteen keskellä hienoneminen on oleellisesti vähäisempää. Näytteenottokohdan syvyyden merkitys on yhtä huomattava, sillä kiviaineksesta irtoava hienorakeinen materiaali siirtyy tukikerroksen huokostilassa ja varastoituu tukikerroksen pohjalle. Suomessa puhdistustarpeen selvittämiseksi otettavat näytteet on ohjeistettu (Ratahallintokeskus, 1998) otettavaksi betoniratapölkkyraiteessa kuvan 5.6 mukaisesta kohdasta.



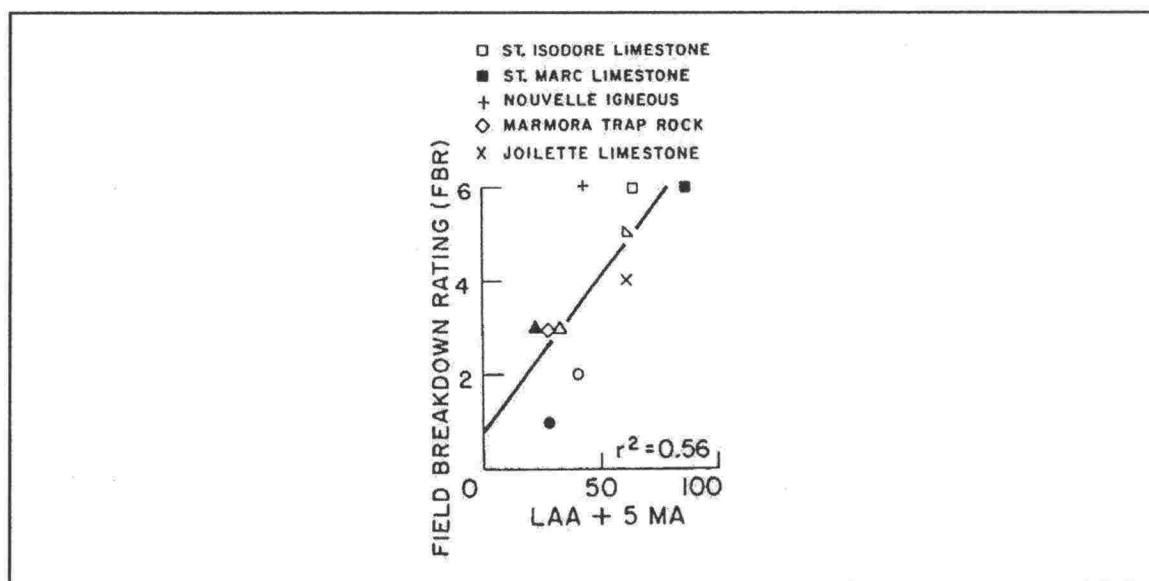
Kuva 5.6. Puhdistustarpeen selvittämiseksi otettavien tukikerrosnäytteiden ottokohta betonirata-pölkkyraiteessa. Näytteen seulontatuloksesta määritetään ns. rakeisuusluku 1 mm, 8 mm ja 25 mm seulojen läpäisyprosenttien summana. (Ratahallintokeskus, 1998; Turunen, 1986)

5.4.2 Kiviaineksen laatu

Raymond et al. (1979) sekä Gaskin ja Raymond (1976) esittelevät Kanadassa vuosina 1971–78 toteutettua raidesepelitutkimusta, jossa tarkasteltiin kaikkiaan 21 raidesepelikiviaineksen käyttäytymistä tarkoitusta varten rakennetussa kenttäkohteessa ja laboratoriokokeissa. Kunkin raidesepelin kenttäkäyttäytymistä arvioitiin subjektiivisesti hienonemiskestävyyden osalta asteikolla 1 (erinomainen)... 6 (erittäin heikko suhteessa muihin tarkasteltuihin kiviaineksiin) ja raiteen stabiiliuden osalta asteikolla 1 (tydyttävä)... 3 (huomattava kunnossapitotarve). Laboratoriokokeiden tuloksista etsittiin korrelaatiota kenttäkäyttäytymiseen, jolloin parhaiten kenttäkohteen hienontumisen kanssa havaittiin korreloivan natriumsulfaattikokeen tulokset (ks. taulukko 5.4), mikä indikoi rapautumisen merkittävyyttä hienonemiseen vaikuttavana tekijänä. Toisaalta periaatteiltaan vastaavan magnesiumsulfaattikokeen korrelaatio kentällä havaittuun hienonemiseen todettiin varsin heikoksi. Kuvassa 5.7 on esitetty Raymondin ja Bathurstin (1994) myöhemmin raportoima subjektiivisen kenttähienonemisarvion korrelaatio abrasion numberiin (vrt. kaava 3-8). Tuloksia arvioitaessa on kuitenkin huomioitava subjektiivisen arvioinnin epätasaisuus.

Taulukko 5.4. Raidesepelikiviainesten eri ominaisuuksien korrelaatio kenttätutkimuksessa subjektiivisesti arvioituun hienonemiseen ja raiteen stabiiliuteen. (Gaskin ja Raymond, 1976; Raymond ja Diyajee, 1979)

	Korrelaatio (r^2) kenttäkohteessa arvioituun hienonemiseen
Rapautumisalttius (natriumsulfaattikoe)	0,85
Mill abrasion luku	0,67
Mohsin kovuus	0,52
Irtotiheys	0,47
Kiintotiheys	0,43
Jäädytys-sulatuskoe	0,32
Crushing value	0,32
Rapautumisalttius (magnesiumsulfaattikoe)	0,27
Vedenimukyky	0,13
Los Angeles luku	0,07
	Korrelaatio (r^2) kenttäkohteessa arvioituun raiteen stabiiliuteen
Pallonmuotoisuus	0,53
Pitkulaisuusindeksi	0,43
Litteysluku	0,14
Pyöristyneisyys	0,00



Kuva 5.7. Raidesepelikiviainesten abrasion numberin (vrt. kaava 3-8) korrelaatio kenttätutkimuksessa subjektiivisesti arvioituun hienonemiseen. (Raymond ja Bathurst, 1994)

Devulapally (1993) esittää tulokset viiden eri raidesepelin hienonemistarkasteluista Nebraskassa sijaitsevalla pääradan koeosalla. Tutkimuksessa havainnoitiin raidesepelin hienonemista radan rakentamista vuonna 1987 seuranneen alkutukemisen jälkeen kolmen vuoden ajan. Liikennöinti rataosalla oli erittäin tiheää, sillä kolmen vuoden tutkimusperiodin aikana liikennemääräksi todettiin noin 270 miljoonaa bruttotonnia (300 milj. lyhyttä tonnia), mikä vastaa tyypillisillä Suomen rataosilla 20...150 vuoden

liikennemäärää. Liikennemäärä huomioiden taulukossa 5.5 esitettyä hienorakeisen aineksen muodostumista voidaan pitää varsin vähäisenä. Voidaan todeta, että tukikerros ei ole oleellisesti likaantunut. Devulapally ei tosin mainitse näytteenottokohdan sijaintia tukikerroksessa, mikä vaikuttaa määräävästi hienontuneisuusarvioon. Huomattavaa on kuitenkin lujuudeltaan selvästi heikoimman dolomiittisen raidesepelin selvästi voimakkain hienontuminen. Kohtalaisen vähäinen hienoneminen kuitenkin huomattavan liikennemäärän, mutta toisaalta melko lyhyen ympäristörasituksille altistumisen jälkeen indikoi, että toistuva liikennekuormitus yksinään ei ole raidesepelin hienonemisen kannalta ratkaiseva tekijä. ***Kiviaineksen hienoneminen riippuu junakuormituksen, alueittain vaihtelevien ympäristöolosuhteiden aiheuttamien rasitusten, rakennetekijöiden ja raiteen tasaisuusvaatimuksen perusteella määräytyvän tukemistarpeen yhteisvaikutuksesta.***

Taulukko 5.5. Pääradalla Nebraskassa alkutukemisen jälkeen 270 miljoonan bruttotonnin junakuormituksen aiheuttama hienoneminen eri raidesepelilaaduilla. (Devulapally, 1993)

	Mill abrasion luku	Los Angeles luku	Abrasion number	< 9,5 mm [%]	< 0,075 mm [%] < 9,5 mm aineksesta
Dolomiitti	8,0	29,3	69	5,8	28
Graniitti 1	3,9	14,0	34	~ 2	25
Graniitti 2	4,4	15,1	37	< 1	20
Kvartsiitti 1	1,8	15,4	24	~ 2	22
Kvartsiitti 2	6,0	17,0	47	2,9	21

Devulapally (1993) toteaa myös Chrismer et al. (1991) raportoineen periaatteeltaan edellä esitettyä Nebraskan tutkimusta vastaavista tarkasteluista Sibleyssä, Missourissa. Tutkimuksessa oli mukana kolme kiviainesta. Hienonemista tarkasteltiin seitsemän vuoden liikennöinnin jälkeen, jolloin kokonaisliikennemäärä oli noin 270 miljoonaa bruttotonnia, kuten Nebraskassakin. Näytteet otettiin ratapölkkyjen alapuolisesta tukikerroksesta, vaikka hienoainespitoisuus arvioitiin silmämääräisesti suuremmaksi ratapölkkyjen välissä. Missourista otettujen näytteiden voidaan todeta (ks. taulukko 5.6) sisältäneen Nebraskan havaintoihin nähden jonkin verran enemmän hienorakeista ainesta, kun otetaan huomioon ero tarkasteluraekoossa (9,5 mm/6,4 mm). Tämä saattaa indikoida ympäristörasitusten vaikutuksesta raidesepelin hienonemisessa, olihan radassaoloaika Missourissa selvästi pidempi kuin Nebraskassa. Toisaalta ainakin pakkasrapautumisen osalta ympäristö Nebraskassa on Missouriin verrattuna ankarampi. Vastaavasti sademäärä on Missourissa keskimäärin jonkin verran Nebraskaa suurempi.

Taulukko 5.6. Missourissa havainnoitu 270 miljoonan bruttotonnin junakuormituksen aiheuttama hienoneminen eri raidesepelilaaduilla. Näytteet kuivaseulottiin, mistä syystä taulukossa 5.6 ilmoitetut raekooltaan alle 0,075 mm aineksen osuudet saattavat olla liian alhaiset. (Chrismer et al., 1991)

	Mill abrasion luku	Los Angeles luku	Abrasion number	< 6,4 mm [%]	< 0,075 mm [%] < 6,4 mm aineksesta
Masuunikuona	6,7	30,6	64	4,6	17
Dolomiitti	5,7	24,4	53	4,4	18
Kvartsiitti	3,4	18,5	35	5,7	26

Trevizo (1997) raportoi Pueblossa, Coloradossa (FRA/TTC/FAST; Federal Railroad Administration, Transportation Technology Center, Facility for Accelerated Service Testing), koeradalla tehdystä raidesepelitutkimuksesta, joka oli osa raskaampien akselipainojen (33 lyhyestä tonnista (n. 30 t) 39 lyhyeen tonniin (n. 35 t)) käyttöönottomahdollisuuksia tarkastellutta tutkimuskokonaisuutta. Koeratasilmukkaan oli tehty neljä eri raidesepelilaaduista koostuvaa, noin 200 metrin osuutta. Ratarakenne oli osuuksilla raidesepelilaatua lukuun ottamatta keskenään samankaltainen. Alusrakennepaksuus (subballast) oli noin 20 cm ja tukikerrospaksuus alemman kiskon puolella puurata-pölkyn alla noin 45 cm. Raidesepelin raekokojakautuma oli traprockin osalta AREA 4, dolomiitilla AREA 24 ja graniitti- sekä kalkkikiviraidesepelillä AREA 3 (vrt. kuva 3.22). Kuormitusajoneuvon akselikuorma oli 35 tonnia ja nopeus 40 mph. Tukikerroksen hienonemisen kehittymistä tarkasteltiin määrättyjen, aina 360 miljoonan lyhyen bruttotonnin kuormitukseen ulotettujen kuormitusmäärien jälkeen tehtyjen seulontojen perusteella.

Raidesepelilaatujen keskinäisen vertailun tuloksena dolomiitti- ja kalkkikiviraidesepelin hienoneminen todettiin suurimmaksi ja traprockraidesepelin hienoneminen vastaavasti vähäisimmäksi, mitkä havainnot olivat linjassa kiviainesten lujuutta kuvaavien Los Angeles -testien tulosten kanssa. Toisaalta traprock- ja graniittiraidesepelien litteysluvut ja muotoarvot olivat lujuudeltaan heikompiin kiviaineksiin nähden suurempia. Traprock- ja graniittiraidesepelit todettiin dolomiitti- ja kalkkikiviraidesepelisiin nähden paremmiksi myös raiteen geometrian säilyttämisen suhteen. Kaiken kaikkiaan hienoneminen havaittiin ongelmallisiin kenttäkokemuksiin verrattuna melko vähäiseksi, mitä koeseudun kuivan ilmaston arvioitiin oleellisesti edesauttaneen.

5.4.3 Akselipaino ja murskekerroksen alustan jousto

Edellisessä luvussa kuvatun Trevizon (1997) raportoiman tutkimuksen tulosten todettiin indikoivan, että akselikuorman korottamisen (n. 30 tonnista n. 35 tonniin) vaikutus raidesepelin toimintaan on vähäinen. Akselikuormaa merkittävämpiä tekijöitä raidesepelin hienonemista ajatellen vaikuttivat olevan ennen kaikkea kokonaiskuormitusmäärä ja tukeminen.

Banverket (1996d) esittää Malmabanalla akselipainojen korottamista koskeneessa tutkimusprojektissa tehtyjen tarkastelujen tuloksena laskelmat akselipainon korottamisen 25 tonnista 30 tonniin aiheuttamasta vaikutuksesta raidesepelin ja pohjamaan

toiminnan kautta raidegeometriaan. Tulokset esitetään vaurioyhtälöön 5-2 sijoitettavina, taulukon 5.7 mukaisina vaurioeksponentteina kolmelle eri pohjamaaolosuhteelle raidesepelikiviaineksen ollessa hyvälaatuista.

$$F = \left(\frac{P}{P_0} \right)^n, \text{ jossa} \quad (5-2)$$

F = vauriokerroin, yksittäisten akselikuormien P ja P_0 synnyttämien vaurioiden suhde

P = tarkasteltava (korotettu) akselikuorma, [kN]

P_0 = alkuperäinen akselikuorma, [kN]

n = vaurioeksponentti

Taulukko 5.7. Malmbanan akselikuorman korottamista käsitelleen tutkimusprojektin yhteydessä lasketut yhtälöön 5-2 sijoitettavat vaurioeksponentit (n) koskien raidesepelin ja pohjamaan toiminnan kautta raidegeometrialle akselikuorman korottamisesta aiheutuvaa vauriokerrointa (F). (Banverket, 1996d)

	Vaurioeksponentti (n)		
	minimi	odotettavissa oleva	maksimi
Pohjamaa hyvä / hyvä raidesepeli	1,00	1,00	2,00
Pohjamaa heikko / hyvä raidesepeli	3,00	5,60	7,80
Pohjamaa turve / hyvä raidesepeli	3,00	7,80	9,00

Taulukon 5.7 vaurioeksponenttien perusteella pohjamaan merkitys raidegeometrian pysyvyyteen on määräävä tekijä raidesepelin ollessa hyvälaatuista. Jos pohjamaa voidaan luokitella hyväksi, vaurioituminen lisääntyy odotusarvoisesti ainoastaan akselipainojen suhteessa. Tämä tarkoittaa tiettyä radan välittämää kokonaiskuormitusta ajatellen teoriassa jopa vähäistä vaurioiden vähenemistä, sillä akselikuorman kasvaessa vaadittu vaunumäärä vähenee ja lisäksi nettokuorman osuus vaunun bruttokuormasta lisääntyy. Pohjamaan ollessa heikko vaurioeksponentin odotettavissa oleva arvo on 5,6. Tämä tarkoittaisi esimerkiksi sitä, että akselipainon korottaminen 250 kN:sta 300 kN:iin lisää tietyn akselimäärän aiheuttaman, tukikerroksen ja pohjamaan toiminnasta johtuvan raidegeometrian vaurioitumisen 2,8-kertaiseksi. Tällöin tosin saman nettokuorman välittämiseen tarvittaisiin luonnollisesti vähemmän vaunuja.

Vaikka Banverketin raportoimia vaurioeksponentteja ei olekaan laskettu suoraan kiviaineksen hienonemista koskeviksi, näyttäisi siltä, että akselipainon korottamisen vaikutukset niin raidegeometrian säilymiseen kuin välillisesti raidesepelin hienonemiseenkin riippuvat suuresti pohjamaasta. Trevizon (1997) raportoinnissa tutkimuksessa pohjamaan ominaisuudet oli vakioitu. On myös huomattava, että pohjamaan pysyvien muodonmuutosten seurauksena heikentyneen raidegeometrian korjaamiseksi edellytetty tukeminen on tällaisessa tapauksessa vain hetkellisen parannuksen tarjoava keino, joka ei poista perimmäistä ongelmaa, mutta rasittaa raidesepeliä (esim. Selig, 2000).

Pehmeän pohjamaan vaikutuksia radan toimintaan tarkastelivat myös Ebersöhn et al. (1993). He raportoivat toisesta (vrt. Trevizo, 1997) Pueblon koeradalla tehdystä tutkimuksesta, jossa koeradalle rakennettiin pehmeän pohjamaan osuus korvaamalla alkuperäinen hiekka-/ hiekkainen siltti-pohjamaa savella. Track modulus alkuperäisen pohjamaan osuudella oli 27 MPa ja saviosuudella 14 MPa. Muiden tulosten ohella raidesepelin hienoneminen havaittiin pehmeämmän pohjamaan osuudella huomattavasti suuremmaksi kuin jäykemmän pohjamaan osuudella. Kooltaan 4,75 mm ja 0,075 mm seulojen läpäisyprosenttien summana ilmoitettavat hienonemisindeksit (fouling index) olivat 51 miljoonan bruttotonnin junakuormituksen jälkeen 4,7 ja 1,1.

5.4.4 Raiteen ominaisuudet

CN (1987) raportoi puuratapölkkyjen vaihtamisen betoniratapölkkyihin aiheuttaneen jo kahden vuoden kuluessa vakavia raidesepelin hienonemisesta aiheutuneita haittoja tukikerroksen toiminnalle. Raiteen kimmoisen painuman junakuorman alla voitiin todeta olleen pahimmillaan jopa 20...30 mm. Hienonemisen kiihtymisen arvioitiin johtuvan jäykempien betoniratapölkkyjen aiheuttamista suuremmista kontaktivoimista verrattuna rakeiden painautumisen ja siten kuormitusta välittävän raecalan laajenemisen mahdollistaviin puuratapölkkyihin. Tämän lisäksi betoniratapölkkyjen jäykkyys lisää raidesepelirakeiden murtumista ratapölkkykontaktissa. Betoniratapölkkyraiteelle päädyttiin havaintojen perusteella suositteluun karkeampaa raekokojakautumaa sekä hienorakeisen aineksen varastoitumiseen käytettävissä olevan huokostilan turvaamiseksi puuratapölkkyraiteeseen nähden suurempaa, vähintään 30 cm tukikerrospaksuutta ratapölkyn alla. Silloilla ja tunneleissa betoniratapölkkyjä suositeltiin korvattaviksi puuratapölkkyillä.

Raymondin (2000, 1987) mukaan betoniratapölkyn aiheuttaman sepelirakeiden hioutumisen rajoittamiseksi raidesepelikiviaineksen Mohsin kovuuden tulisi olla vähintään 5,5, jolloin kovuus on kilpailukykyinen betoniratapölkyn valmistuksessa käytettävän hiekan päämineraalien kovuuksien kanssa. AREMA (2002) -käsikirjassa todetaan, että betoniratapölkkyraiteessa ei tule käyttää muuta kuin graniitti-, traprock- tai kvartsiittiraidesepeliä.

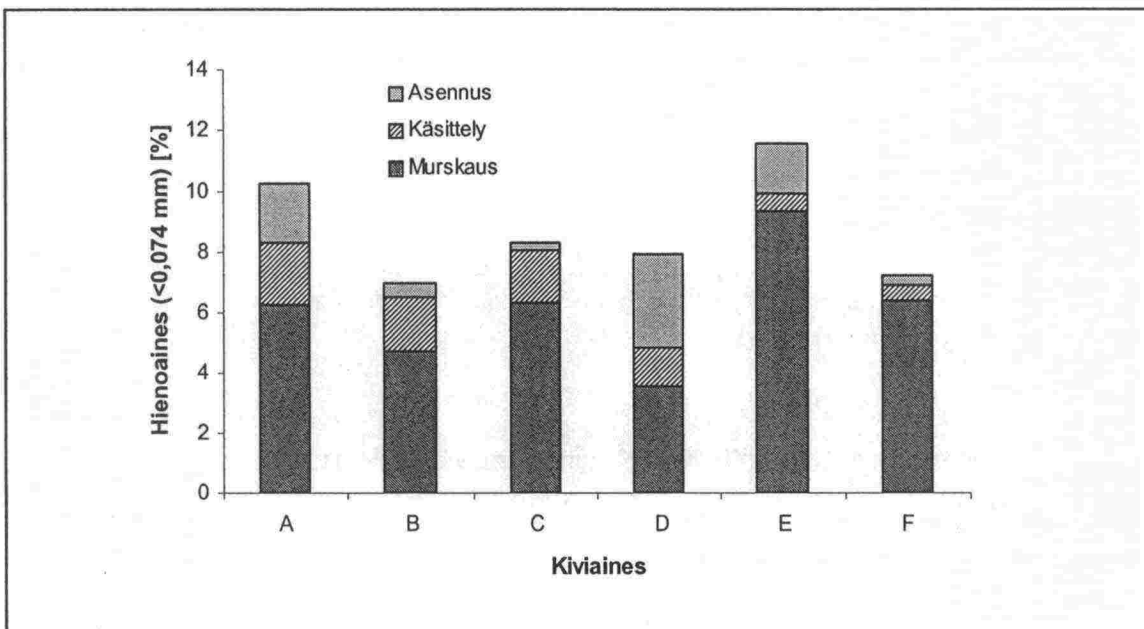
CN (1987) havainnoi hienonemisen olleen voimakkaasti korostunutta raiteen epä-jatkuvuuskohdissa, kuten jatkoksissa, kiskon hitsausliitoksissa, silloilla sekä painumakohdissa, joissa dynaaminen kuormitus on suurimmillaan. Tällaisissa kohdissa hienonemisen seurauksena lisääntyvä raiteen epätasaisuus ja näin ollen dynaaminen kuormitus lisääntyä edelleen kiihdyttäen enenevästi hienontumista.

5.5 Hienoneminen materiaalin käsittelyssä ja kunnossapidossa

5.5.1 Hienoneminen murskauksessa, käsittelyssä ja asentamisessa

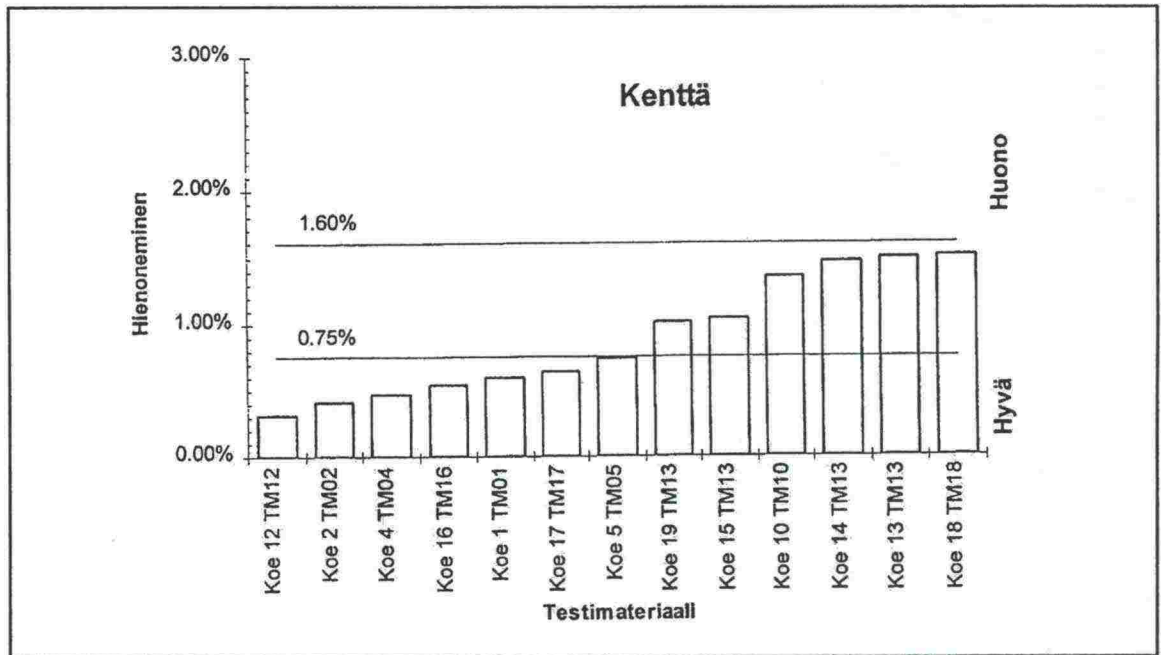
Tierakenteessa käytettävän kiviaineksen murskauksessa, käsittelyssä ja asentamisessa syntyvää hienoaainesta erilaisilla tapahtumia simuloivilla laboratoriokokeilla tutkineet Pintner et al. (1987a) joutuivat toteamaan, että kenttämittaustuloksia käsittelyn aiheuttamasta kalliomurskeen hienonemisesta on hyvin vähän. He esittävät kuvan 5.8 mukaiset havainnot käsittelyn ja tiivistämisen aiheuttamasta hienoaineksen muodostumisesta kuudelle kiviainekselle. Näin rajallisen kenttäaineiston takia heidän

pyrkimyksensä em. tapahtumien aiheuttamaa hienonemista simuloivan koejärjestelyn kehittämiseksi ei vaikuta mielekkäältä. Oleellisena huomiona Pintner et al. (1987a) ja Vinson et al. (1986) kuitenkin havaitsivat materiaalin vesipitoisuuden lisäämisen kasvattavan merkittävästi käsittelyä simuloivassa koejärjestelyssä syntyvän hienoaineksen määrää. Toiseksi Pintner et al. (1987b) ja Vinson et al. (1986) totesivat simulointikokeissaan syntyvän hienoaineksen koostuvan pääosin raekokoa 0,02 mm suuremmista partikkeleista, joita ei pidetty (Vinson et al., 1987, Rieke et al., 1983) ominaispinta-alan, hienoustekijän ja siten routimisherkkyyden kannalta yhtä kriittisinä kuin kaikkein pienimpiä partikkeleja (vrt. luku 4.4.6).



Kuva 5.8. Kenttätutkimuksessa havaittu tierakenteessa käytettävän kiviaineksen hienoaineksen synty murskauksessa, käsittelyssä ja asentamisessa. (Pintner et al., 1987b; Vinson et al., 1986)

Tielaitoksen toimeenpanemassa tutkimuksessa (Ryynänen et al., 1993 ja Ryynänen, 1994) tarkasteltiin tärytiivistämisen vaikutusta kantavan kerroksen kalliomurskeiden hienonemiseen eri kivilajeilla (13 kpl) ja raekokojakautumilla (3 kpl). Tutkimuksessa todettiin, että hienonemisen arviointi kenttäkokeessa tiivistyksen jälkeen otetuista perinteisistä rakeisuusnäytteistä ei ollut suuren hajonnan vuoksi mahdollista. Hajonta oli seurausta näytteen pienestä koosta ja materiaalin lajittumisesta ja varisemisesta näytteenoton yhteydessä. Muovipussiin kostutettuja ja suljettuja ja lopulta suodatin-kangaspusseihin asetettuja näytteitä käyttämällä em. ongelmat voitiin välttää. Pussi-menetelmä osoitti, että pääasiallinen seulontatuloksista havaittavissa oleva raekokojakautuman muutos keskittyi lähes täysin 0,074 mm seulan läpäisyprosentin muutoksiin. Noin 10 jyräyskertaa edustavaksi arvioitu keskimääräinen lisäys 0,074 mm seulan läpäisyprosentissa oli eniten hienontuneella kiviaineksella 3,1 %, jonka lisäksi yli 2 % lisäystä syntyi kolmeen tarkastelluista 39 materiaalista. Tutkimusraportissa materiaalin hienontumista tarkastellaan indeksillä 'Hienoneminen (Hi)', joka määritetään 0,074, 0,125, 0,25, 0,5 ja 1 mm seulojen läpäisyprosenttien muutosten keskiarvona. Määritetyistä Hi-indekseistä 21 sijoittui välille 0,3...1,0, ja 13 välille 1,1...1,9, jota suurempia indeksejä havaittiin kahdessa murskemateriaalissa. Materiaalit jaettiin kuvan 5.9 mukaisesti hyviin, kohtuullisiin ja huonoihin.



Kuva 5.9. Kentällä tehdyissä tärytystiivistyskokeissa havaittuun hienonemiseen (Hienoneminen - indeksiin; ks. teksti) perustuva materiaalin luokittelu hyviin, kohtuullisiin ja huonoihin. (Ryynänen, 1994)

Ryynänen (1994) vertasi kenttähavaintojaan vastaavien materiaalien hienonemiseen IC-testeissä. Kenttäkokeessa ja IC-testissä havaitun Hi -indeksin välille todettiin yhtälön 5-3 mukainen yhteys, jonka selitysaste oli 13 näytteellä 42 %. IC-testeissä havaittiin, että suuren kosteuspitoisuuden omaava murskemateriaali hienonee enemmän kuin vähemmän kosteutta sisältävä materiaali. Vastaavasti rakeisuuskäyrältään jatkuvan materiaalin todettiin hienonevan vähemmän kuin äkillisiä poikkeamia rakeisuus-käyrässään sisältävän materiaalin.

$$Hi_{kenttä} = 0,440 \cdot Hi_{IC} - 0,0013 \quad (5-3)$$

5.5.2 Radan kunnossapidon aiheuttama hienoneminen

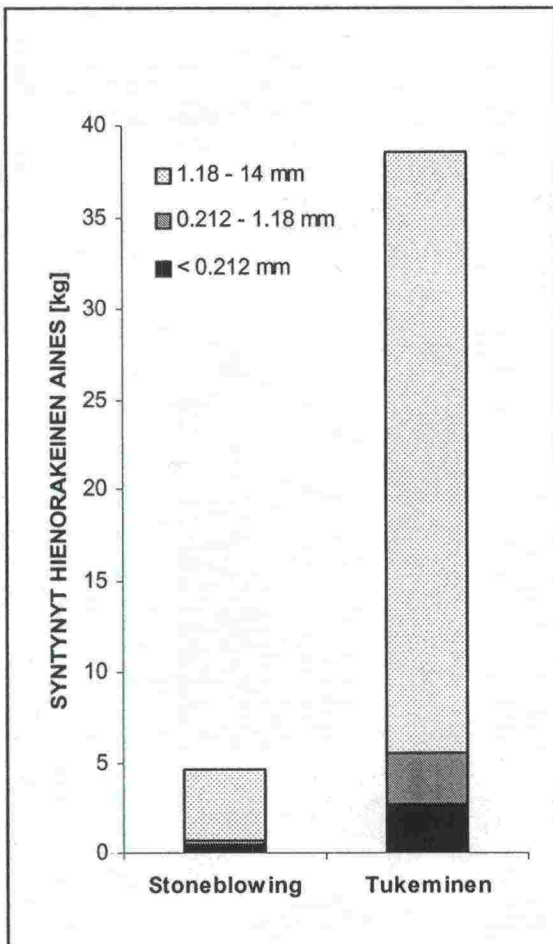
Radan rakennekerrosten murskemateriaaleja hienontavana kunnossapitorasituksena kysymykseen tulee lähinnä raiteen aseman korjaamiseen käytettävät kunnossapito-menetelmät, joista Suomessa käytössä on raiteen tukeminen. Etenkin Britanniassa on käytetty Stoneblowing-menetelmää (vrt. luku 2.3). Raiteen aseman korjaukseen liittyvät toimenpiteet koskettavat tukikerrosta, mutta eivät oleellisesti alusrakennekerrosten murskeita.

British Railways arvioi (Selig ja Waters, 1994) liikennekuormituksen vaikutuksesta tukikerrokseen muodostuvan hienorakeisen aineksen määrää olettamalla yhden miljoonan tonnin liikennekuormituksen synnyttävän ratapölkkyä kohti 0,2 kg raekooltaan alle 14 mm ainesta. Vastaavasti tukemisessa havaittiin ratalaboratoriossa tehdyissä tutkimuksissa jokaisen tukemiskerran synnyttävän 4 kg raekooltaan alle 14 mm ainesta yhtä tukemiskertaa kohden (McMichael, 1991; Selig ja Waters, 1994). Tällä tavalla vertailtuna yksittäinen tukemiskerta vastaa raidesepelin hienonemista ajatellen peräti 20 miljoonan tonnin junakuormitusta. Toisaalta tukemisessa murtuvasta

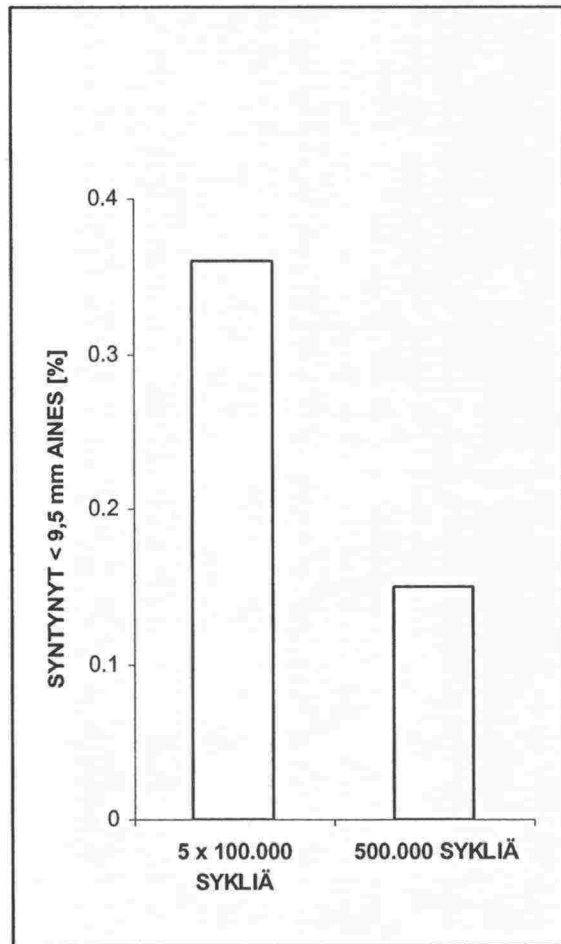
aineksesta on oletettavasti hyvin vähän tukikerroksen toimintaa voimakkaimmin heikentävää hienoainesta. Joka tapauksessa tukemisessa särkyvä aine on alkuperäistä raekokoa pienempänä alttiimpaa hienonemaan muiden kuormitustekijöiden vaikutuksesta edelleen.

Vastaavasti Stoneblowing-menetelmän yhteydessä raekooltaan alle 14 mm ainesta British Rail havaitsi McMichaelin (1991) mukaan muodostuvan vain 0,5 kg (ks. kuva 5.10). Selig ja Waters (1994) raportoivat British Railwaysin kenttätutkimuksessa todetuksi 20 peräkkäisen tukemiskoneen puristuksen jälkeen 15...45 prosentin vähenemä 38–51 mm lajitteessa. Raekooltaan alle 13 mm aineksen osuus oli vastaavasti lisääntynyt 1...5 prosenttia. Lähteissä ei ole mainintaa kiviaineksen laadusta.

Selig ja Waters (1994) raportoivat ballast box -laboratoriokokeissa (ks. luku 5.6.8) tehdystä havainnosta, jonka mukaan tukemisen aiheuttamasta löyhtymisestä seuraava sepelirakeiden uudelleenjärjestäytyminen jo sinällään yli kaksinkertaisti hienonemisen (ks. kuva 5.11). Uudelleenjärjestymisestä aiheutuvan hienonemisen lisäksi raidesepeli hienonee luonnollisesti itse tukemistapahtumassa, eli tukemishakkujen työntymisessä ja puristumisessa tukikerroksessa, mikä ei sisälly kuvassa 5.11 esitettyihin havaintoihin.

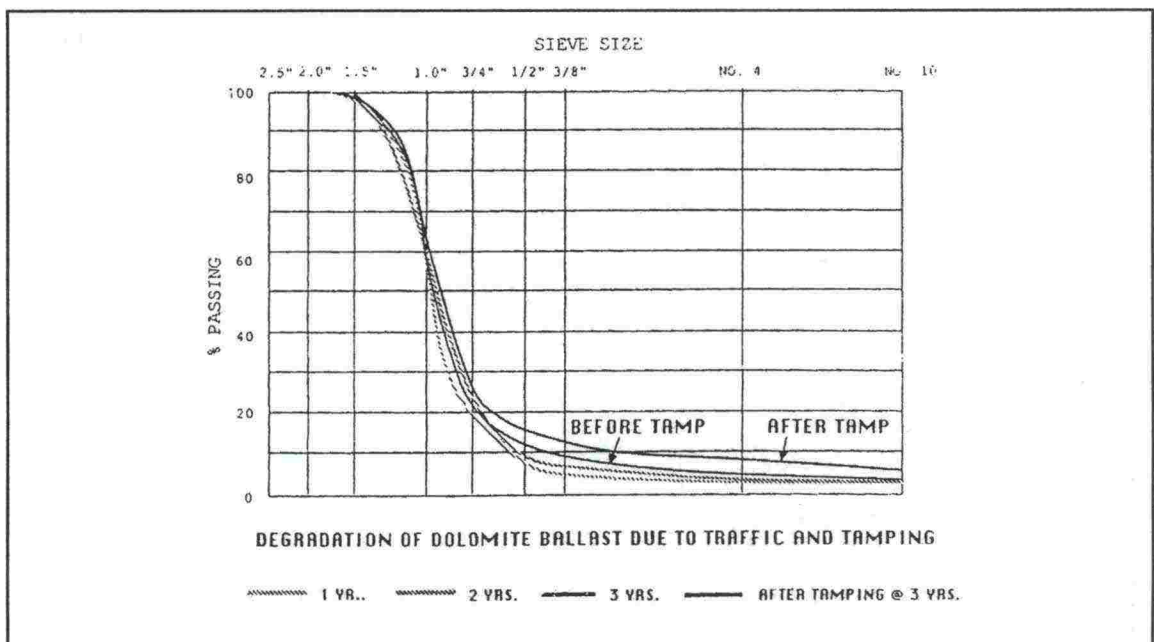


Kuva 5.10. Tukemisen ja stoneblowing-menetelmän synnyttämän hienorakeisen aineksen määrä graniittisessa raidesepelissä ratapölkkyä kohti kymmenen operointikerran jälkeen. (McMichael, 1991)

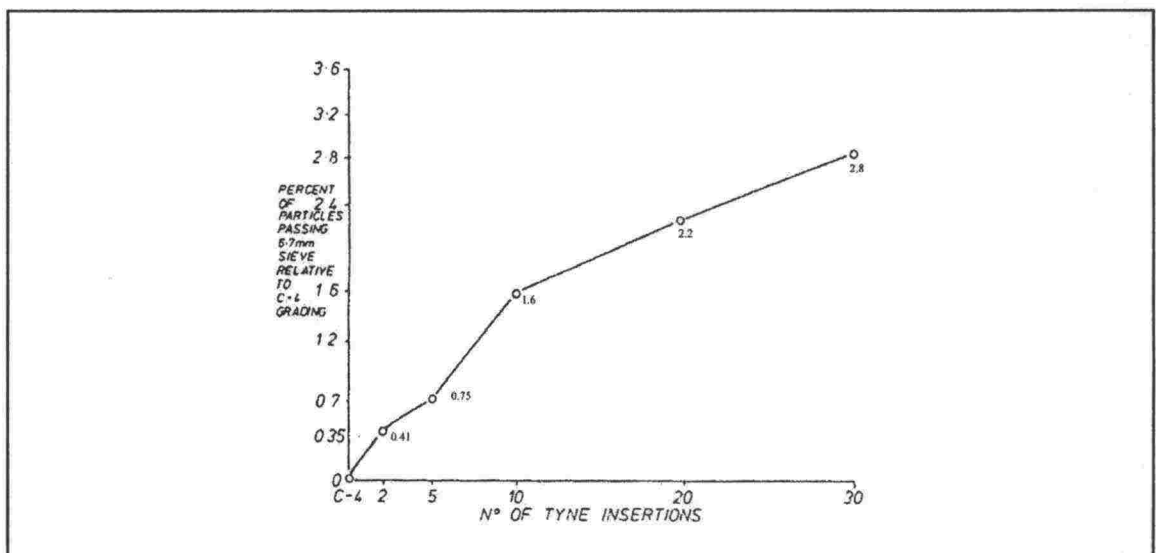


Kuva 5.11. Partikkelien uudelleenjärjestämisen vaikutus raidesepelin hienonemiseen ballast box -kokeessa. Toisessa koesarjassa sepelirakeet uudelleenjärjestettiin tukemisen aiheuttamaa löyhtymistä simuloiden 100.000 kuormitussyklin välein (5 x 100.00 sykliä) ja toisessa koesarjassa materiaalia kuormitettiin 500.000 sykliä ilman uudelleenjärjestämistä. (Selig ja Waters, 1994)

Chrismer (1988) raportoi AAR:n (Association of American Railroads) Sibleyssä, Missourissa sijaitsevassa tutkimuskohteessa havainnoidusta kolmen eri raidesepeli-laadun hienonemisen seurannasta. Vuotuisen liikennemäärän rataosalla todettiin olevan noin 60 miljoonaa bruttotonnia ja hienonemista tarkkailtiin vuosittain raidesepelin asennuksen jälkeisen kolmen vuoden ajan. Tärkeimpänä huomiona tuloksista voidaan pitää havaintoa kolmen vuoden jälkeen tehdyn tukemisen aiheuttaman hienonemisen merkittävydestä, joka on havaittavissa kuvassa 5.12 esitetyistä rakeisuuskäyristä. Australiassa Jeffs (1989) havainnoi tukemisen aiheuttaneen kenttäkokeessa hienonemista kuvan 5.13 mukaisesti. Helposti hyväksyttävänä havaintona hän toteaa, että tukemisen aiheuttaman hienonemisen vastustamisessa kiven lujuusominaisuuksista sitkeys on kovuutta merkittävämpi tekijä.

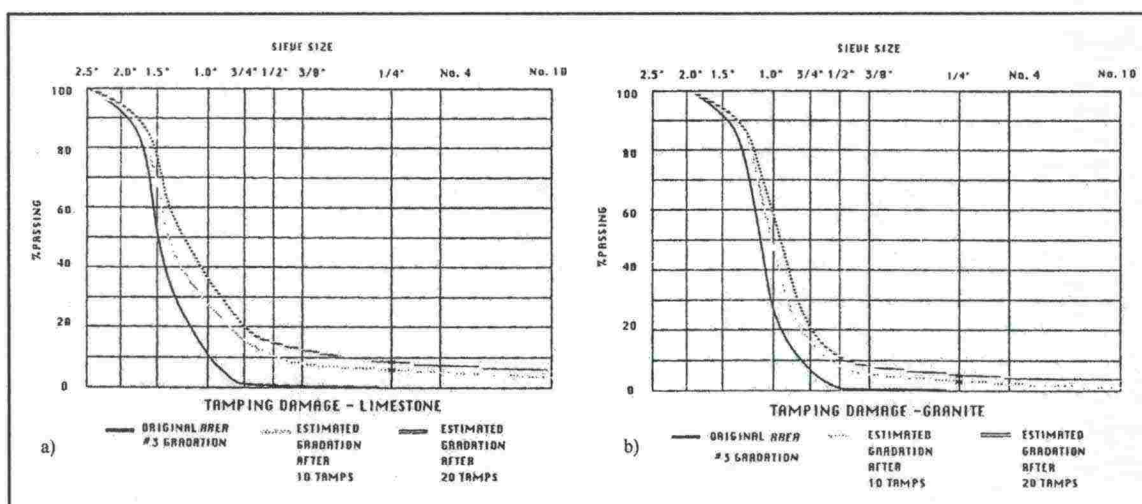


Kuva 5.12. Vuotuisesti 60 miljoonaa bruttotonnia välittävän kohteen raidesepelin rakeisuuden seuranta kolmen vuoden ajalta sekä sen jälkeen tehdyn tukemisen vaikutus rakeisuuteen. (Chrismer, 1988)



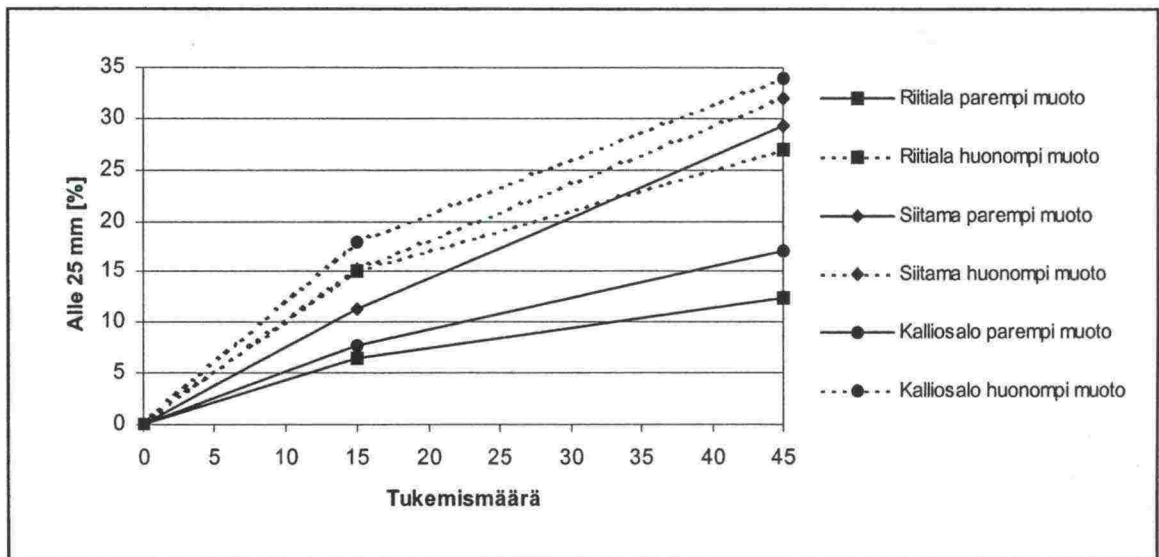
Kuva 5.13. Jeffsin (1989) kenttähavainto tukemisen synnyttämän raekooltaan alle 6,7 mm aineksen osuuden lisääntymisestä tukemiskertojen suhteen

Reinschmidt et al. (1989) tarkastelevat Chrismerin (1989) raporttoimia tuloksia koe-radalla Pueblossa (TTC/FAST) tehdyistä tukemiskokeista. Kokeissa tarkasteltiin kahden raidesepelilaadun hienonemista tukemishakkujen iskujen vaikutuksesta muusta tuki-kerroksesta rajatuissa, geotekstiilipohjaisissa laatikoissa. Kalkkikiviraidesepelin Los Angeles -luku oli 38 ja graniittisen raidesepelin vastaavasti 25. Kiviainesten alkuperäinen rakeisuus sekä sen muuttuminen 10 ja 20 tukemiskerran vaikutuksesta on esitetty kuvassa 5.14. Tulosten perusteella tukemisen aiheuttama hienoneminen on selvästi merkittävä tekijä raidesepelin hienonemisessa. Reinschmidt et al. (1989) toteavat, että 20 tukemiskertaa kuluttavat jäljellä olevan huokostilan perusteella arvioidusta kalkkikiviraidesepelin käyttöiästä (ks. luku 5.7) jopa 40 %. Lisäksi on huomattava, että tukemisesta välittömästi aiheutuvan hienonemisen lisäksi toimenpiteen aiheuttama tukikerroksen löyhtyminen kiihdyttää tulevan junakuormituksen vaikutuksesta tapahtuvaa hienonemista (vrt. kuva 5.11). Kuvan 5.13 tulokset antavat viitteitä siitä, että kiviaineksen lujuuden heiketessä tukemisen aiheuttaman hienonemisen vaikutus korostuu.



Kuva 5.14. Kenttäkokeessa (Chrismer, 1989) havaittu a) kalkkikivi- ja b) graniittisen raidesepelin rakeisuuden muuttuminen 10 ja 20 tukemiskerran vaikutuksesta.

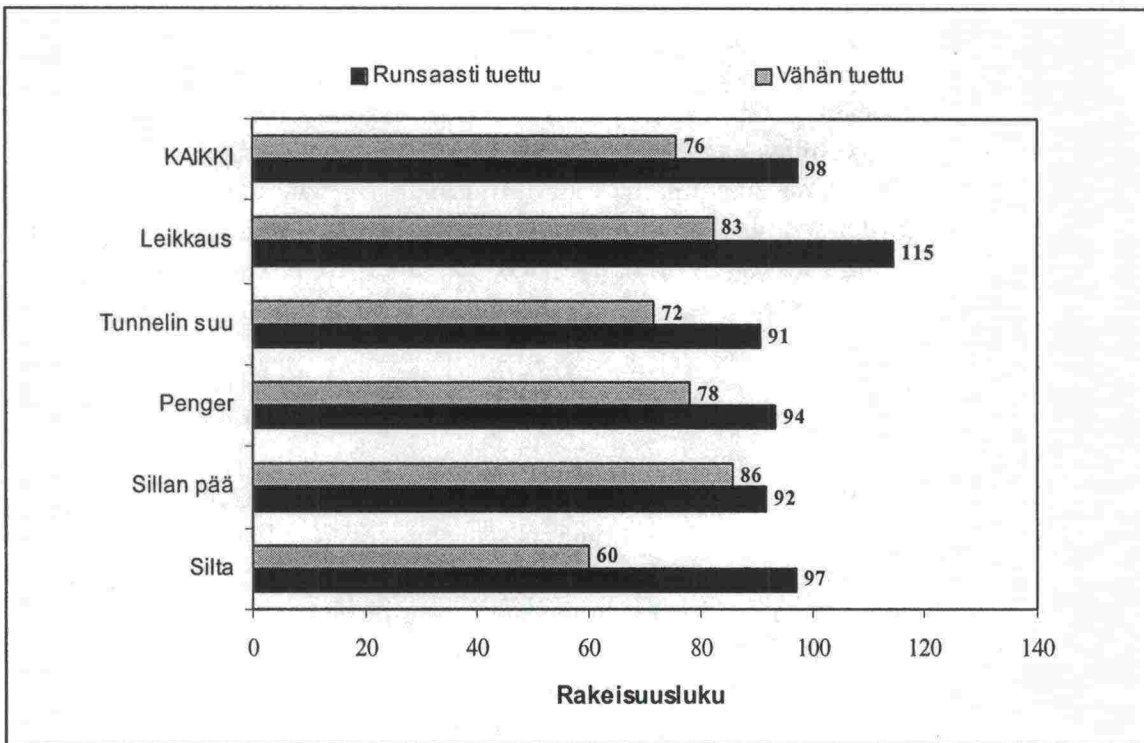
Suomessa Uusi-Luomalahti (1994) tarkasteli raidesepelien murtumista tukemistyössä tukikerrokseen sijoitetun, n. 1200 raeita sisältävän metallilaatikon avulla estäen näin rakeiden sekoittumisen ympäröivän tukikerroksen kanssa. Tukemisen aiheuttaman rae-kooltaan alle 25 mm kiviaineksen määrän havaittiin riippuvan jopa lujuutta enemmän raemuodosta, sillä kuutiomaisten rakeiden havaittiin rikkoontuvan lujuudeltaan vastaavia pitkulaisia ja ennen muuta litteitä rakeita selvästi vähemmän. Sepelin rikkoontumisen tukemiskertaa kohti havaittiin pienenevän puristuskertojen lisääntyessä (ks. kuva 5.15), minkä arvioitiin johtuvan ainakin osittain rakeiden muotoarvon paranemisesta.



Kuva 5.15. Eri raidesepelikiviaineksilla ja raemuodoilla tukemiskokeessa 15 ja 45 tukemiskerran jälkeen syntyneen raekooltaan alle 25 mm aineksen osuudet. (Uusi-Luomalahti, 1994)

Nurmikolu (2000) tarkasteli eroa 21 vuotta radassa olleen raidesepelin rakeisuuksissa kunnossapitäjän subjektiivisen arvion pohjalta runsaasti ja vähän tuetuissa kohteissa. Kahden rinnakkaisnäytteen keskiarvona eri kohdetyypeissä määritetyt rakeisuusluvut (1 mm, 8 mm ja 25 mm seulan läpäisyprosenttien summa) on esitetty kuvassa 5.16. Runsaasti tuetuissa kohteissa rakeisuusluku oli keskimäärin 22 yksikköä suurempi kuin vähän tuetuissa kohteissa. Kunnossapitäjältä saadun tukemismääräarvion perusteella runsaasti tuettuja kohteita oli tuettu 34 kertaa ja vähän tuettuja kohteita 7 kertaa. Olettaen kohteiden rakeisuuslukuero kokonaan tukemismääräerosta aiheutuneeksi yhden tukemiskerran arvioitiin kasvattaneen rakeisuuslukua 0,8 yksiköllä. Tämän perusteella tukemisen kokonaisvaikutus rakeisuuslukuun oli runsaasti tuetuissa kohteissa peräti 28 yksikköä ja vähän tuetuissa kohteissa 6 yksikköä. Näin arvioitu tukemisen vaikutus kiviaineksen hienonemisessa vastaa erittäin hyvin Uusi-Luomalahden (ks. kuva 5.15) tekemiä havaintoja. Lisäksi on huomattava, että rakeisuusluvunäytteen ottokohta ei sijaitse ankarimmin tukemishakkujen vaikutuksesta kärsivässä paikassa (vrt. kuva 5.6). Toisaalta kiviaineksen keskimääräinen lujuus tarkastelukohteissa ei täyttänyt R4-luokan vaatimuksia.

Esitettyjen havaintojen perusteella on selvää, että tukeminen on erittäin merkittävä raidesepelin hienonemista aiheuttava tekijä. Tästä syystä tarpeetonta tukemista on ehdottomasti vältettävä. Useammankin yksittäisen ongelmakohdan korjaaminen on usein taloudellisempi vaihtoehto verrattuna jatkuvaan, myös ongelmakohtien välille ulottuvaan tukemiseen (esim. Selig, 2000; Chrismer, 1998).



Kuva 5.16. Jämsänkoski-Jyväskylä rataosalta runsaasti ja vähän tuetuista kohdista 21 vuotta rakentamisen jälkeen kahden rinnakkaisnäytteen keskiarvona määritetyt rakeisuusluvut (1 mm, 8 mm ja 25 mm läpäisyprosenttien summa) eri kohdetyypeissä. (Nurmikolu, 2000)

5.6 Hienoneminen liikennekuormitusta simuloivissa koejärjestelyissä

5.6.1 Yleistä

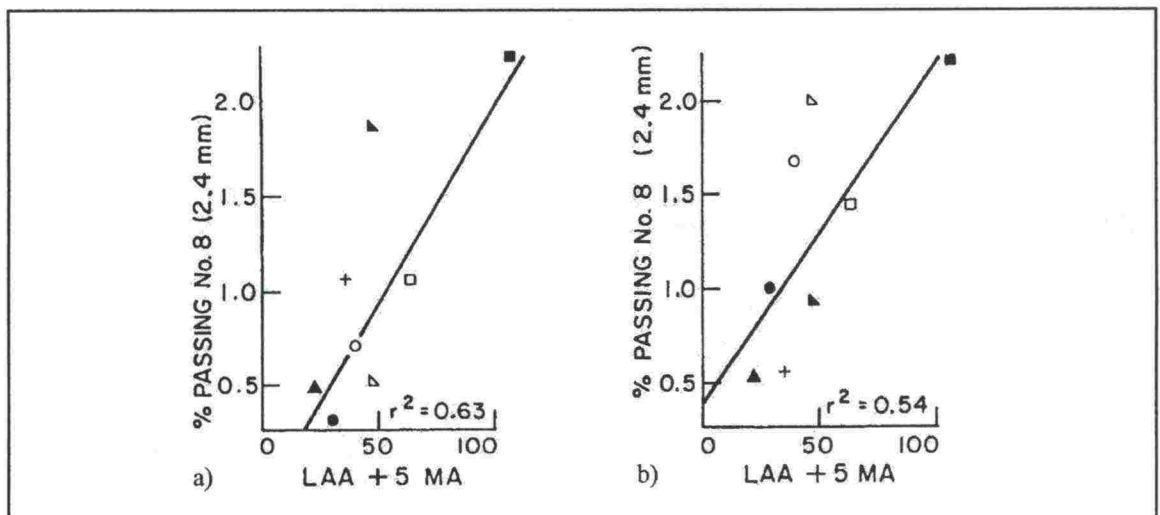
Seuraavassa tarkastellaan laboratoriomittakaavaisia liikennekuormitusta ainakin jossain määrin simuloimaan pyrkiviä toistokuormitusjärjestelyjä, joissa on tarkasteltu, tai joissa olisi mahdollista tarkastella kiviaineksen hienonemista. Kussakin koejärjestelyssä saatuihin havaintoihin kiviaineksen hienonemisesta tulee suhtautua huomioon ottaen järjestelyjen vastaavuus todellista tilannetta ajatellen, sillä tarkkaan ottaen kokeista saatavat tulokset kuvastavat kiviainesten suhteellista kestävyyttä kokeen olosuhteissa, joiden yhtenevyys käyttökohteessa vallitseviin olosuhteisiin on koko tarkastelun mielekkyyden kannalta avainkysymys.

5.6.2 Sykliset kolmiakσιαalikokeet

Roelfeldt (1980) tutki raekokojakautuman, tiiviyyden ja kuormitusrytmiään vaikutusta kalkkikivimurskeen hienonemiseen ja pysyviin muodonmuutoksiin syklisessä kolmiakσιαalikokeessa. Kuormituspulssin suuruutena hän käytti 207 kPa ja sellipaineena 35 kPa. Yleisenä havaintona Roelfeldt totesi rakeisuuden muuttuvan kokeissaan hyvin vähän. Suurin osa hienonemisesta tapahtui ensimmäisen 100 syklin aikana. Hienoneminen ilmeni pääosin rakeiden pinnankarkeuden tasoittumisena ja terävien kulmien murtumisena, rakeiden murtumista keskiosastaan ei kokeissa havaittu. Raekokojakautumaltaan lajittuneemman materiaalin havaittiin hienonevan samassa suhteellisessa tiiviydessä laajemman raekokojakautuman omaavaa materiaalia enemmän. Vastaavasti materiaalin alkutiiviyyden lisääntyminen vähensi hienonemista.

Raymond ja Williams (1978) tarkastelivat dolomiittisen raidesepelin hienonemista syklisessä kolmiakσιαalikokeessa eri jännityssuhteilla. Verratessaan havaintojaan Raymondin ja Daviesin (1978) raportoihin tuloksiin vastaavan raidesepelin hienonemisesta staattisissa kolmiakσιαalikokeissa he totesivat, että 100.000 syklin jälkeen havaitussa hienonemisessa ensimmäinen kuormitus sykli on vaikutuksiltaan määräävä. Kaiken kaikkiaan hienoneminen oli miltei olematonta, sillä staattisissa kokeissa raekooltaan alle 4,75 mm ainesta syntyi noin 0,6 %, mikä oli enemmän kuin viidessä kuudesta syklisestä kokeesta.

Raymond ja Diyaljee (1979) sekä Raymond ja Bathurst (1994) raportoivat kenttä-tutkimuksessa (ks. luku 5.4.2, esim. Raymond et al., 1979) tarkasteltujen kiviainesten käyttäytymisestä eri laboratoriokokeissa. Syklisissä kolmiakσιαalikokeissa, samoin kuin materiaalin vaakasiirtymän rajoittavissa ödometrikokeissa, syntyneen raekooltaan alle 2,4 mm aineksen määrän vastaavuus kiviaineksen abrasion numberiin (ks. kaava 3-8) esitettiin kuvan 5.17 mukaisena. Hieman edellä esitettyihin havaintoihin verrattuna voimakkaammalta vaikuttava hienoneminen selittyy suurelta osin sillä, että tutkitut materiaalit sisälsivät alun perin peräti 16 % lajitetta 2,4–4,8 mm, jonka yksittäisen partikkelin vähäinenkin kulman lohkeaminen aikaansaa koko rakeen huomioon hienontuneena (< 2,4 mm) aineksena.



Kuva 5.17. Kokeessa syntyneen raekooltaan alle 2,4 mm osuuden vastaavuus kiviaineksen abrasion numberiin (LAA+5MA) a) syklisissä kolmiakσιαalikokeissa, joissa ensimmäiset 500.000 sykliä toteutettiin 140 kPa kuormituspulssilla ja toiset 500.000 sykliä 210 kPa kuormituspulssilla sekä b) 560 kPa kuormituspulssilla tehdyissä 1.000.000 syklin ödometrikokeissa. (Raymond ja Bathurst (1994))

Raymond et al. (1979) totesivat neljälle kiviainekselle kolmella raekokojakautumalla tekemissään syklisissä kolmiakσιαalikokeissa materiaalin hienonemisen vähäisemmäksi lajittuneessa materiaalissa verrattuna saman *minimiraekoon*, mutta laajemman rakeisuusalueen omaavaan materiaaliin. Vastaavasti kaikkien käytettyjen seulojen läpäisyprosenttien muutoksena tarkasteltuna (ns. hienonemismoduuli) em. laajemman rakeisuusalueen materiaalin hienoneminen oli merkittävästi vähäisempää suhteessa saman *maksimiraekoon* omaavaan, mutta lajittuneeseen materiaaliin. Hienonemismoduulin käyttö on perusteltavissa eri raekokojakautumilla tapahtuvan hienonemisen vertailemiseksi, johon tietyn seulan läpäisyprosenttiin nojautuva tarkastelu ei sovellu.

Raidesepelin laatuvaatimuksia ja ominaisuuksien arviointia käsitelleen tutkimusprojektin yhteydessä ERRI (1994) havaittiin, että raidesepelit eivät käytännössä hienontuneet dynaamisessa kolmiakσιαalikokeessa raekokojakautuman varioinnista riippumatta. Ainoastaan välittömästi kuormituslevyn alla oli havaittavissa joitakin murtuneita tai kulmastaan katkenneita rakeita, joiden määrän todettiin vähenevän raekooltaan alle 22,4 mm aineksen osuuden kasvaessa.

VTT (1993) tutki Valtionrautateiden tilaamana raekooltaan 6–32 mm kalliomurskeen hienonemista dynaamisessa kolmiakσιαalikokeessa. Deviatorisen jännityksen maksimi-arvona kokeessa käytettiin 100 kPa. Koe tehtiin kahdelle suhteellisen hauraalle (haurausarvot 22 ja 28) kiviainekselle, joiden kummankaan ei todettu hienontuvan kestoltaan 2 miljoonan kuormituspulssin kokeessa. Sen sijaan näytteen tiivistämisessä havaittiin rakeiden melko voimakasta murskaantumista etenkin pyrittäessä suurempaan tiiviysasteeseen. Tutkimuksen johtopäätöksenä todetaan, että graniittiryhmään kuuluvilla materiaaleilla ei ratarakenteen eristyskerroksessa toteutuvilla kuormituksilla tapahdu materiaalin hienonemista havaittavissa määriin. Johtopäätös on varsin rohkea ottaen huomioon kolmiakσιαalikokeen luonteen, joka esimerkiksi ei simuloi todellisessa tilanteessa vallitsevaa pääjännityssuuntien kiertymistä eikä toisaalta kokonaisuutta ajatellen myöskään rapautumisen vaikutuksia.

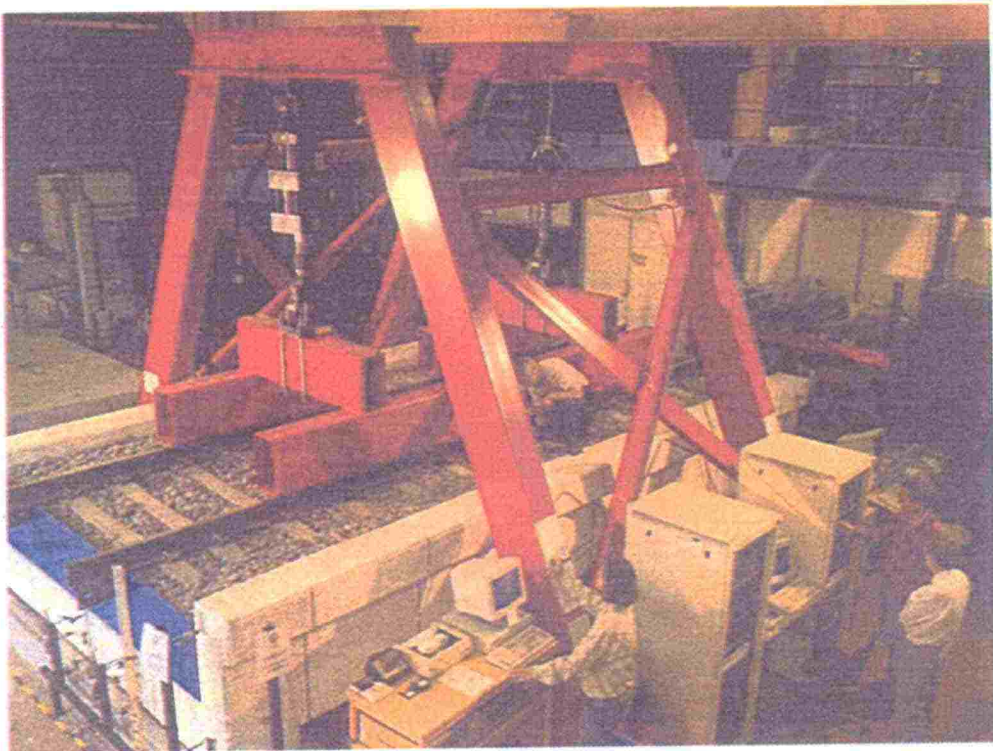
Raidesepelin hienonemisen syklisissä kolmiakσιαalikokeissa on todennut varsin vähäiseksi ja siten kenttäolosuhteissa tapahtuvaa hienonemista kuvaamattomaksi myös mm. Jeffs (1989).

5.6.3 Malmbana-tutkimusprojekti – Banverket & Tekniska Högskolan i Luleå

Ruotsin Malmbanalla akselikuorman korottamismahdollisuuksia koskeneen tutkimusprojektin yhteydessä tarkasteltiin raidesepelin hienonemista laboratoriossa tehdyssä toistokuormituskokeessa (Banverket, 1996e). Kokeessa kuormitettiin kooltaan 60 x 40 x 30 cm (pituus x leveys x korkeus) laatikkoon asennettua raidesepeliä kooltaan 60 x 40 cm (pituus x leveys) kuormituslevyn välityksellä syklisesti 2 miljoonaa kertaa. Kokeet tehtiin sekä 150 kPa että 500 kPa kuormitustasolla. Kokeissa käytettyjen näyteerien rakeisuutta ei määritetty ennen koetta, sillä sen uskottiin vastaavan samasta raidesepelierästä otetusta erillisestä näytteestä määritettyä rakeisuutta. Kokeiden tuloksena havaittiin, että näytemateriaalin raekokojakautuman muuttuminen kokeissa oli erittäin vähäistä. Eri kuormitustasoilla tehdyissä kokeissa havaituissa hienonemisissa ei ollut virhemarginaaleja ylittäviä eroja. Lisäksi kävi ilmi, että näyteerien rakeisuudet eivät vastanneet erillisestä näytteestä määritettyä rakeisuutta, sillä kokeen jälkeen raekooltaan yli 31,5 mm materiaalin määrä havaittiin suuremmaksi kuin näyte-eriä edustavaksi arvioitu näyte alun perin sisälsi.

Kaiken kaikkiaan myös käytettyä koejärjestelyä voidaan pitää liikennekuormituksesta aiheutuvan hienonemisen arviointiin soveltumattomana, sillä liikkuvan kuormituksen aikaansaamat, hienonemista aiheuttavat partikkulien keskinäiset liikkeet oli koejärjestelyssä käytännössä kokonaan estetty. Järjestelyn mukaisen kuormituksen pääasiallinen vaikutus on ainoastaan näytemateriaalin tiivistyminen. Kuitenkin koe tulosten arvioitiin ilmentävän raidesepelin riittävää hienonemisen vastustuskykyä kyseisillä kuormitustasoilla.

Banverket (1996c) raportoi myös samassa tutkimusprojektissa tehdystä täysmittakaavaisesta siltakokeesta, jonka yhteydessä tarkasteltiin myös raideseppelin hienonemista. Laboratorioon siirrytyn, aiemmin käytössä olleen, jänneväliiltään 6,1 metrin betonisillan päälle oli rakennettu noin 35 cm tukikerroksesta ja betoniratapölkkyraiteesta koostuva rata (ks. kuva 5.18), jota kuormitettiin 30 tonnin akselikuormaa simuloiden syklisesti 6 miljoonaa kertaa. Raideseppelin hienontumista tarkasteltiin seulomalla geotekstiilillä yksittäisen ratapölkyn ympäristöstä rajatun 65 x 125 x 35 cm alueen materiaali (noin 440 kg) kokeen jälkeen. Rajatun alueen materiaalista vain osa seulottiin ennen koetta. Tämän seurauksena hienonemisen tarkastelussa päädyttiin virheelliseen havaintoon, jonka mukaan kokeen jälkeen määritetty koko rajatun alueen materiaalin raekokojakautuma osoitti materiaalin rakeisuuden karkeistumista kokeen aikana. Kuitenkin oli selvää, että raideseppelin hienoneminen kokeessa oli joka tapauksessa varsin vähäistä. Hienonemisen vähäisyys saattaa olla kuvan 5.18 perusteella seurausta raideseppelin jännitystilaa ajatellen todellista tilannetta vastaamattomasta kuormitustavasta, jota lähteessä ei tarkemmin kuvata. Joka tapauksessa tarkastellun materiaalin todettiin kokeen johtopäätöksenä olevan riittävän kestäväksi 30 tonnin akselipainoa ajatellen (Banverket, 1996e).



Kuva 5.18. Malmbanan akselikuorman korottamisedellytyksiä tarkastelleessa tutkimusprojektissa tehdyn siltakokeen kuormitusjärjestelyt. (Banverket, 1996c)

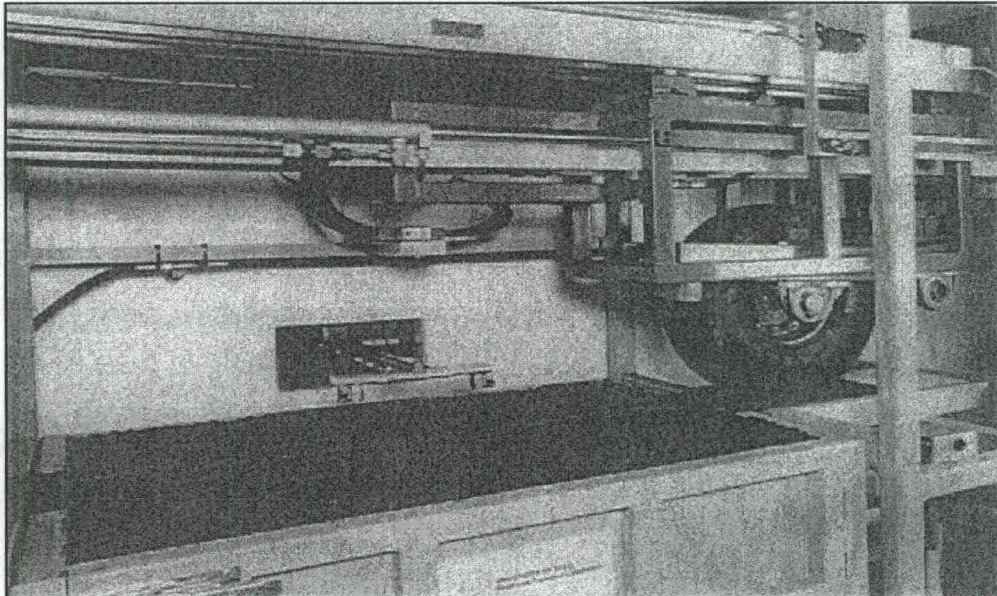
5.6.4 Tierakenteen tutkimuslaite (TKT-laite) – Oulun yliopisto

Oulun yliopistossa on käytössä laboratoriomittakaavainen, kuvan 5.19 mukainen tierakenteen tutkimuslaite (TKT-laite), jossa sisämitoiltaan 1200 x 900 x 600 mm (pituus x leveys x korkeus) koestuslaatikkoon rakennetun tierakenteeseen voidaan kohdistaa liikkuvasta pyörästä haluttu kuormitus. Belt et al. (2000) raportoivat TKT-laitteella tehdystä 14 kokeen sarjasta, jossa tarkasteltiin kantavan kerroksen materiaali-,

rakenne- ja olosuhdetekijöiden merkitystä erityisesti rakenteen pysyvien muodonmuutosten synnyssä. Tutkimuksen yhteydessä viidessä kokeessa havainnoitiin myös kantavan kerroksen yläosaan asennetun näytenäytteen avulla materiaalin hienonemista.

Hienonemishavainnoinnin sisältäneissä kokeissa kuormitusmäärä oli neljässä kokeessa 14.000 ja yhdessä kokeessa 5.000. On huomattava, että kokeiden kuormitusmäärät vastaavat rakenteen käyttöikänsä suhteutettuna hyvin lyhyen ajan kuormitusta ja ovat siten liikennekuormituksesta aiheutuvan hienonemisen kvantitatiiviseen tarkasteluun auttamatta liian pieniä. Joka tapauksessa lyhyissäkin kokeissa havaittiin varsin huomattavaa hienoaineksen ($< 0,063$ mm) määrän lisääntymistä, johon tosin sisältyi myös materiaalin tiivistämisessä syntyneen hienoaineksen vaikutus. Lyhyiden kokeiden tuloksissa voisi materiaalin tiivistämisen aiheuttaman hienonemisen olettaa korostuvan. Kuitenkin 14.000 kuormituksen jälkeen syntyneen hienoaineksen määrä havainnoitiin yli kaksinkertaiseksi verrattuna 5.000 kuormituksen jälkeen (alun perin enemmän hienoainesta ja kosteutta sisältäneessä materiaalissa) syntyneeseen hienoainekseen, mikä viestii varsin voimakkaasta liikennekuormituksen aiheuttamasta hienonemisesta.

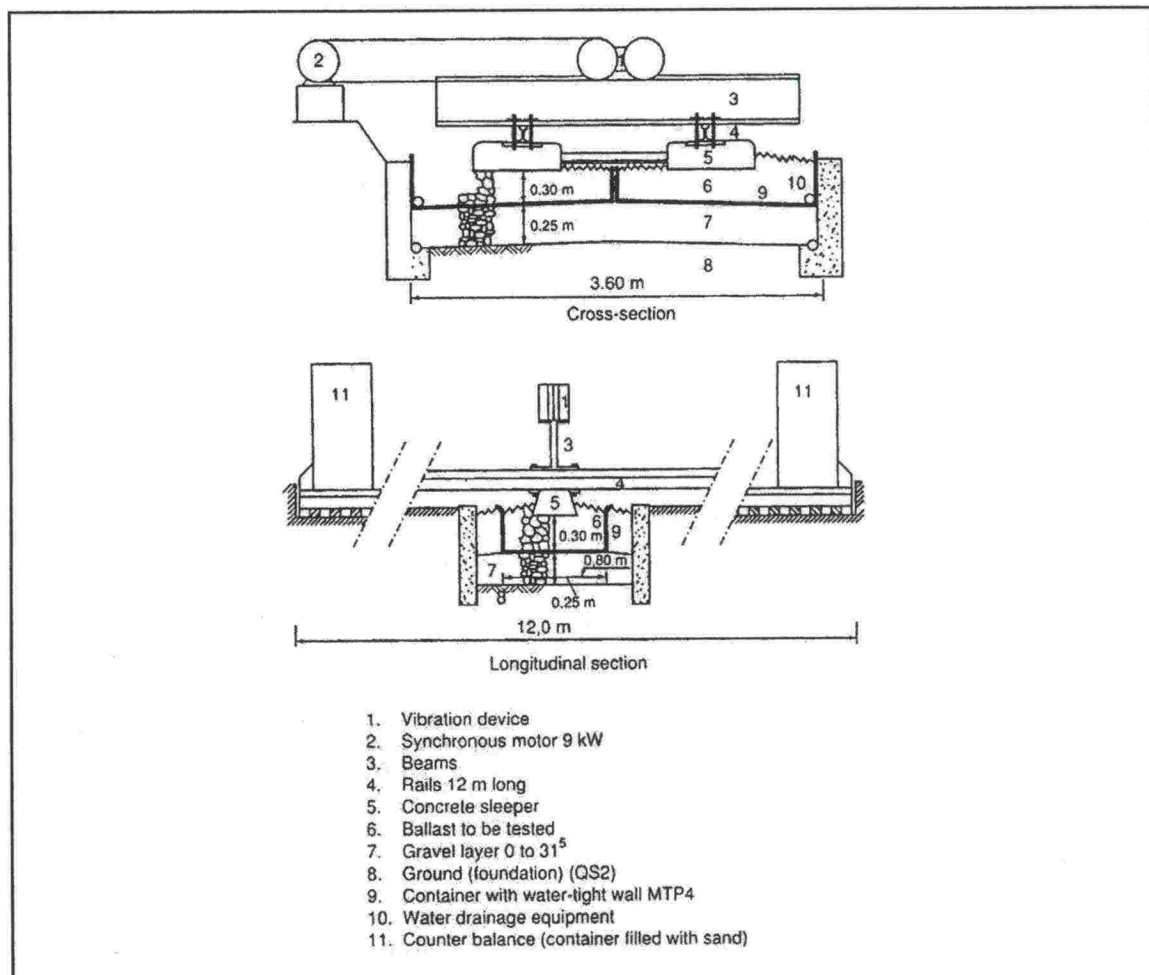
Pyörän nopeudeksi TKT-laitteen testilaatikon keskellä todetaan 1,4 m/s. Tästä johtuen pitkäkestoisesta liikennekuormituksesta aiheutuvan hienonemisen tarkastelu periaatteiltaan TKT-laitetta vastaavilla koejärjestelyillä päättyy rajallisesta kuormitustaajuudesta johtuen kokeiden kohtuuttoman pitkään keston halutuilla suurilla kuormitusmäärillä. Tästäkin huolimatta on todettava, että liikkuvan pyörän aiheuttama kuormitus aikaansaa koerakenteeseen todellista tilannetta hyvin simuloivan jännitystilaa, missä mm. pääjännitykset tietyssä tarkastelupisteessä kiertyvät liikkuvan kuormituksen vaikutuksesta.



Kuva 5.19. Tierakenteen tutkimuslaite (TKT-laite) Oulun yliopiston tie- ja liikennetekniikan laboratoriossa. Koestuslaatikon sisämitat ovat 1200 x 900 x 600 mm (pituus x leveys x korkeus)

5.6.5 Vibrogir-laitteisto – SNCF

European Rail Research Institututen raidesepeliä käsitelleen tutkimusprojektin (ERRI, 1993, 1991, 1995) yhteydessä tehtiin Ranskan rautatieyhtiön (SNCF) toimesta raidesepelin hienonemiskokeita junaliikennettä simuloivalla Vibrogir-laitteistolla (ks. kuva 5.20). Vibrogiria oli aiemmin käytetty ratapölkkyjen ja kiskon kiinnikkeiden väsymistestauksessa. Laitteen toiminta perustuu epäkeskovärähtelijään, jolla aikaansaadaan taajuudeltaan noin 50 Hz sinimuotoinen ja amplitudiltaan ± 45 kN pystysuuntainen voima. Voima kohdistetaan kannatinpalkin ja kiskojen välityksellä betoniratapölkkyyn, jonka alapuolella sijaitsevaan astiaan tarkasteltava raidesepeli on tiivistetty. Kiskoihin kohdistetaan lisäksi staattinen 40 kN kuorma, joten ratapölkkyyn kohdistuva voima vaihtelee välillä 85 kN alaspäin...5 kN ylöspäin. Kyseisen voiman arvioidaan vastaavan 20 tonnin akselikuormasta yksittäiseen ratapölkkyyn kohdistuvaa voimaa, jolloin 50 Hz kuormitustaajuudella 50 tunnin kokeessa saavutetaan 180 miljoonaa bruttotonnia vastaava kuormitus. (ERRI, 1993)



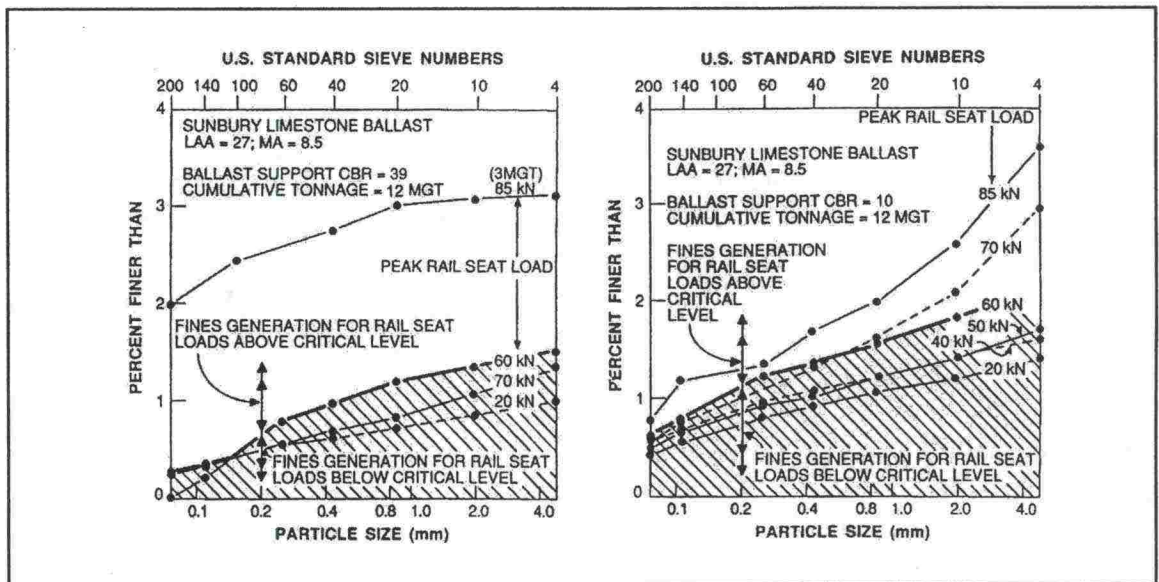
Kuva 5.20. Ranskan rautatieyhtiön (SNCF) Vibrogir-laitteisto. (ERRI, 1993; Reissberger ja Wenty, 1993)

Vibrogir-koe tehtiin kuudelle erityyppiselle raekooltaan 25/50 raidesepelille, joista hienoaines oli pesty pois. Kokeen alussa ja puolessa välissä näytteeseen suihkutettiin 20

litraa vettä sateen simuloimiseksi. Kokeissa muodostuneen hienorakeisen aineksen määrä ei missään nimessä vastaa todellisessa tukikerroksessa tapahtuvaa hienonemista, sillä viidessä kokeessa raekooltaan alle 1 mm ainesta muodostui 0,5...0,7 % kiviaineksesta ja lujuudeltaan heikoimman kalkkikiven tapauksessakin vain 1,3 %. Tästä syystä tarkastelluista ja kohtuullisen hyväksi havaituista korrelaatioista Vibrogir-kokeessa tapahtuneen hienonemisen ja eri lujuuskokeiden tulosten välillä ei tule tehdä kiviaineksen todellista tukikerroskäyttäytymistä arvioivia johtopäätöksiä. Vibrogirlaitteistolla tapahtuvan liikennekuormituksen simuloinnin merkittävänä puutteena voidaan pitää kuormituksen suunnan säilymistä samana, jolloin todellista tilannetta vastaavan pääjännityssuuntien kiertymisen oletettavasti ratkaiseva vaikutus hienonemiseen jää tässäkin koejärjestelyssä huomiotta.

5.6.6 Raymond ja Bathurst – Queen's University, Ontario

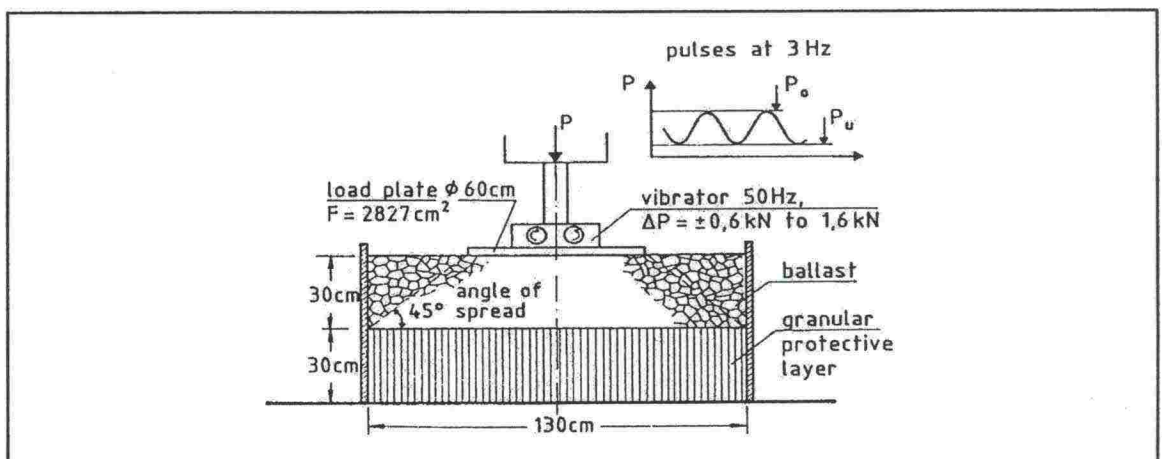
Raymond ja Bathurst (1987) tutkivat kuormitustason ja sepelin alustan jäykkyyden vaikutusta kalkkikiviraidesepelin pysyviin muodonmuutoksiin ja hienonemiseen yksittäisestä ratapölkystä välittyvää kuormitusta simuloivalla toistokuormitusjärjestelyllä toteutetulla 16 kokeen sarjalla. Kokeessa materiaali tiivistettiin jäykkäseinäiseen teräslaattikkoon, jonka pituus oli 3 m ja leveys 1,5 m. Teräksisen kuormituslevyn koko oli valittu vastaamaan ratapölkyn kuormitusta välittävää osaa yhden kiskon alla, jolloin mitat olivat 920 x 250 x 150 mm (pituus x leveys x korkeus). Kalkkikiven Los Angeles-luku oli 27 ja abrasion number 69,5. Raidesepelipaksuus kuormituslevyn alapuolella oli 300 mm. Sepelin alustan jäykkyytenä käytettiin kumilevyjä hyödyntäen kolmea eri variaatiota. Kullakin alustajäykkyydellä varioitiin käytettävää kuormitustasoa pääosin välillä 20...85 kN, mikä vastaa 87...370 kPa keskimääräistä kuormituslevystä näyttemateriaaliin kohdistuvaa kuormitusta. Toistokuormitusten määrä tyypillisessä kokeessa valittiin siten, että kokonaiskuormitus vastasi 12 miljoonan bruttotonnin juna-kuormitusta. Kuormitustaaajuus vaihteli välillä 0,5...3 Hz. Raidesepelin hienonemista kokeessa arvioitiin välittömästi kuormituslevyn alapuolelta otetuista näytteistä materiaaliin alun perin sisältymättömän raekooltaan alle 4,75 mm aineksen perusteella. Kahdella alustajäykkyydellä eri kuormitustasoilla tehtyjen kokeiden hienonemistulokset on esitetty kuvassa 5.21. Kuvasta on nähtävissä hienorakeisen aineksen suurempi määrä joustavammalla pohjalla. Niin ikään kuormitustason kasvattaminen lisäsi syntyvää hienorakeista ainesta. Raymondin ja Bathurstin mukaan tuloksista oli havaittavissa tietty kriittinen kuormitustaso, jonka ylittyessä ratapölkkyä simuloivan kuormituslevyn painuma lisääntyi dramaattisesti. Vastaavan kriittisen kuormitustason ylittäminen aiheutti myös hienorakeisen aineksen synnyssä merkittävän lisäyksen. Kriittisen kuormitustason havaittiin kasvavan alustan jäykkyyden lisääntyessä.



Kuva 5.21. Raymondin ja Bathurstin (1987) kalkkiviraidesepelille eri kuormitustasoilla tekemissä toistokuormituskokeissa syntyneen hienorakeisen aineksen määrät. Sepelin alustan jäykkyyden todettiin vastanneen vasemmalla esitetyn kuvan tulosten osalta tavanomaista normaalin 'subballast'-kerroksen ja koheesiomaan muodostamaa jäykkyyttä (California Bearing Ratio, CBR = 39) ja oikeanpuoleisen kuvan osalta erittäin joustavaa, ei-toivottua alustaa, jonka CBR = 10. Kokonaiskuormitus kussakin kokeessa vastasi 12 miljoonan bruttotonnin junakuormitusta.

5.6.7 Eisenmann et al. – Munich Technical University

Eisenmann et al. (1993) käyttivät raidesepelin Munchenin teknillisessä yliopistossa tekemissään muodonmuutoskäyttäytymisen tarkasteluissa kuvan 5.22 mukaista toistokuormituslaitteistoa. Laitteisto vastaa periaatteiltaan Raymondin ja Bathurstin (1987) järjestelyjä, joskin varsinaisten kuormituspulssien lisäksi Eisenmann et al. kuormituslevyyn oli kiinnitetty 40 Hz taajuudella toimiva tärytin, jolla simuloitiin kenttämittauksissa havaittua tärinää. Eisenmann et al. eivät havainnoineet kokeissaan kiviaineksen hienonemista.

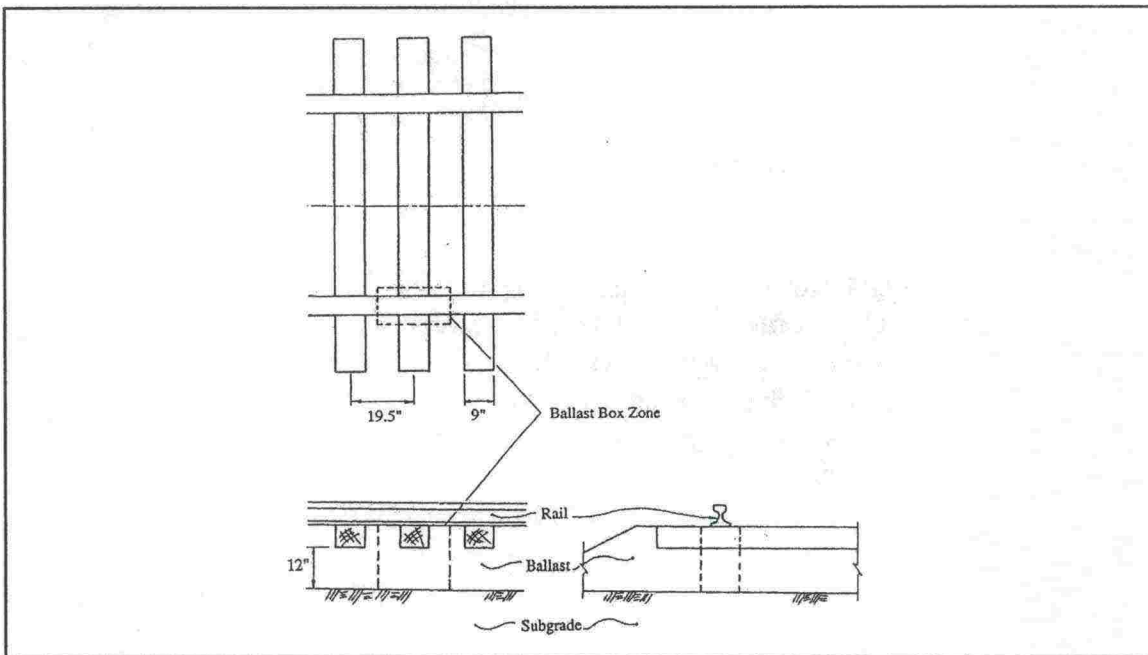


Kuva 5.22. Raidesepelin muodonmuutoskäyttäytymisen tarkasteluissa Munchenin teknillisessä yliopistossa käytetty toistokuormituslaitteisto. (Eisenmann et al., 1993)

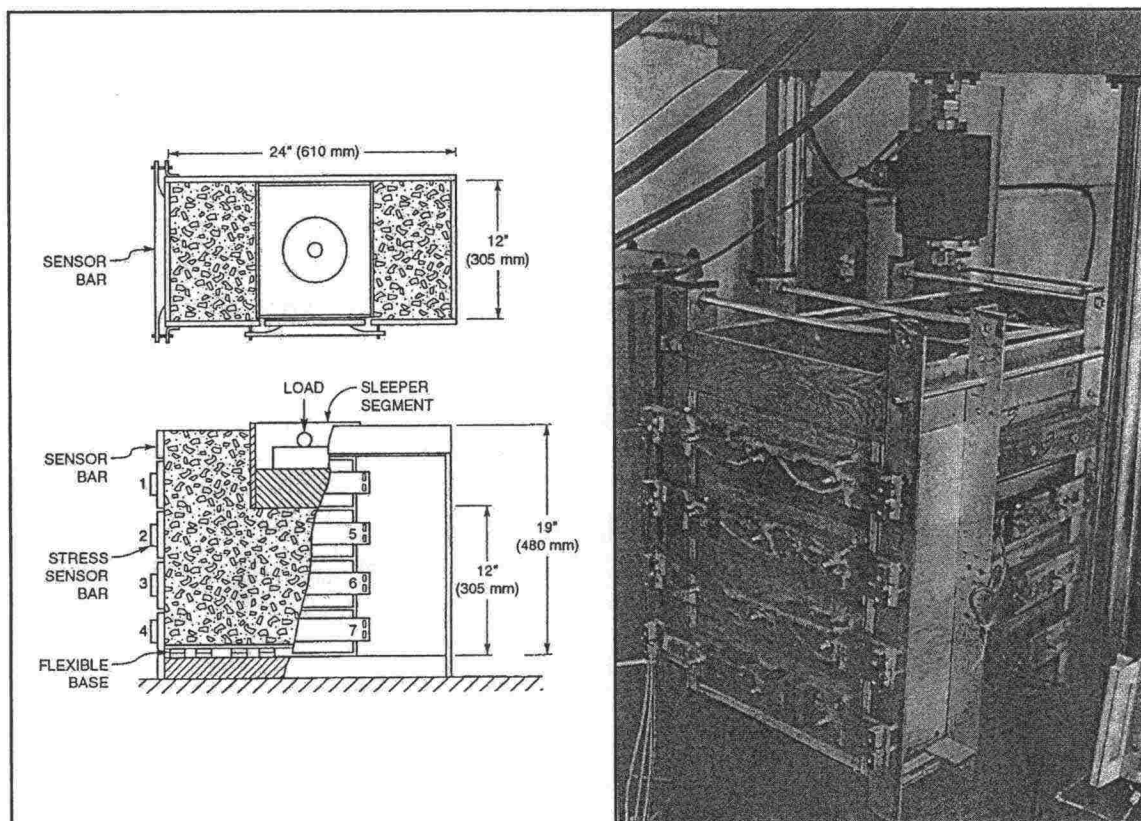
5.6.8 Ballast box – University of Massachusetts

Massachusettsin yliopistossa Amherstissä on kehitetty raidesepeliin kohdistuvan liikennekuormituksen simuloimiseksi ballast box-nimellä kutsuttu laboratorioke-järjestely, jolla on useissa tutkimuksissa tarkasteltu raidesepelin käyttäytymistä toisto-kuormituksen alaisena ja siihen vaikuttavia tekijöitä. Ballast box -kokeessa pyritään simuloimaan ratapölkky-tukikerros vuorovaikutusta kuvan 5.23 mukaisessa yksittäisen ratapölkyn ympäristössä. Kuvattua ympäristöä vastaavat Ballast boxin mitat on esitetty kuvassa 5.24. Ballast box -kokeessa laatikkoon sijoitettuun sepelikiviainekseen kohdistetaan ratapölkkysegmenttiä simuloivan kuormituslevyn välityksellä haluttu määrä vaunun pyörän ylitystä simuloivia pystykuormituspulsseja. Kuvan 5.24 mukaista, alkuperäistä, vuonna 1981 kehitettyä ballast boxia paranneltiin vuonna 1989 muuttamalla laatikon materiaali puusta teräkseksi, missä yhteydessä laatikosta saatiin vedenpitävä. Laatikon tai kuormituspölkyn mittoja ei muutettu.

Eri ballast box -tutkimuksissa pääasiallisina muuttujina ovat olleet eri kivilajit, raekoko-jakautuma, kuormitusmäärä ja -taajuus, pyöräkuormaa simuloivan kuormituspulssin suuruus sekä kuormituspölkkyateriaali. Tässä yhteydessä keskitytään tutkimuksiin, joissa on tarkasteltu kiviaineksen hienonemista.



Kuva 5.23. Radan osa, jota Ballast box -kokeessa pyritään simuloimaan. (esim. Norman ja Selig, 1983; Chiang, 1989)



Kuva 5.24. Ballast boxin mitat ja Normanin (1982) käyttämä horisontaalijännitysten mittauksen mahdollistava koejärjestely.

Norman (1982) sekä Norman ja Selig (1983) raportoivat ensimmäisistä ballast box -kokeista, joissa päätavoitteena oli tutkia simuloituissa kenttäolosuhteissa sepelin käyttäytymistä yleisellä tasolla ja erityisesti saada tietoa toistuvassa kuormituksessa toteutuvista horisontaalijännityksistä. Hienonemista tarkkailtiin silmämääräisesti neljälle eri kiviainekselle tehdyssä 100.000 kuormituspyöräyksen kokeessa värjäämällä sepelirakeet ennen koetta. Kokeissa käytetyn kuormituspulssin suuruus laskettiin GEOTRACK-mallilla (Yoo ja Selig, 1979) 142 kN pyöräkuormaa vastaavaksi, jolloin ratapölkkyä simuloivaan kuormituslevyyn kohdistettiin 17,8 kN voima. Kiviainekseen kohdistuva, kuormituspölkyn kovapuisella alapinnalla vaikuttava keskimääräinen pintapaine oli tällöin 266 kPa. Kuormitustaajuus korotettiin ensimmäisen kokeen jälkeen 3 Hz:stä 5 Hz:iin, jota on käytetty myös myöhemmissä tutkimuksissa. Kuormituspulssien välisenä aikana kuormituspölkystä näyttemateriaaliin kohdistuva ns. pohjakuorma oli noin 3 kPa.

Kokeissa havaittiin suurimman osan hienonemisesta tapahtuneen välittömästi kuormituspölkyn alla, mikä oli havaittavissa väriaineen paikoittaisena kulumisena rakeiden pinnoilta. Laatikon pohjalle kuormituspölkyn alle oli kerääntynyt todennäköisimmin pääosin välittömästi pölkyn alta peräisin olevaa hienorakeista ainesta. Sen sijaan laatikon reunaosissa hienonemista ei havaittu. Valtaosa hienonemisesta ilmeni rakeiden kulmista irronneina palasina, jonka lisäksi muutamien partikkelien havaittiin hajonneen myös kahdeksi likimäärin samansuuruiseksi kappaleeksi. Hienonemisessa havaittiin eroja kiviainesten välillä, joskin hienonemisen todettiin kaiken kaikkiaan

olleen melko vähäistä, eikä hienonemista seulonnoin kvantifioitu. Tutkimus antoi viitteitä siitä, että raekoon kasvattaminen lisää hienonemista.

Devulapallyn (1993) ja Chiangin (1989) mukaan Norman toteaa toisessa raportissaan helposti ymmärrettävissä olevan havainnon, jonka mukaan suuri osa rakeiden murtumisesta tapahtuu muutamien ensimmäisten syklien aikana, mutta partikkelien keskinäisen hioutumisen seurauksena syntyvää hienorakeista ainesta muodostuu koko kokeen ajan.

Boucher ja Selig (1987) raportoivat tutkimuksesta koskien pääosin AREA 4 -rakeisuu- den omaavien (ks. kuva 3.22) 14 eri sepelilaadun hienonemista ballast box -kokeissa. He totesivat eri kiviainesten suhteellisen hienonemisen ballast box -kokeessa pääsääntöisesti vastaavan ohuthietarkastelun sisältävän petrografisen analysoinnin perusteella ennakoitavissa olevaa hienonemista. Hienoneminen sinänsä oli kuitenkin varsin vähäistä, sillä kokeessa syntyneen raekooltaan alle 9,5 mm aineksen määrät vaihtelivat välillä 0,08...0,9 %. Kokeissa käytetyt kuormitustasot määritettiin GEOTRACK-mallilla 160 kN ja 223 kN pyöräkuormia vastaaviksi. Kuormituspulssimäärä oli pääsääntöisesti 500.000 ja joidenkin pidempien kokeiden perusteella merkittävän osan hienonemisesta pääteltiin tapahtuneen ensimmäisen 500.000 syklin aikana.

Devulapally (1993) tutki pohjamaan jäykkyyttä simuloivan ballast boxin pohjan jouston sekä kuormitustason suuruuden vaikutusta kuivan raidesepelin hienonemiseen ja sitä kuormittavan puupölkyn painumaan. Hän käytti kokeissaan 200, 290, 350 ja 440 kN:n staattisia akselikuormia vastaavaksi GEOTRACK-mallilla laskettuja kuormia, jotka kuormituspölkyn alapinnalta välittyviksi keskimääräisiksi kuormiksi laskettuna on esitetty taulukossa 5.9. Devulapally teki kullakin näistä kuormista kokeen erisuuruksilla pohjan joustoilla sovittaen kuormitusmäärän kutakin kuormitustasoa vastaavaksi siten, että kumulatiivinen kokonaiskuormitus kussakin kokeessa vastasi junakuormana 27×10^8 kN:a, eli noin 270 miljoonaa bruttotonnia. Laskennassa oletettiin kahdesta peräkkäisestä akselistä muodostuvan ainoastaan yksi raidesepeliä rasittava kuormituspulssi (ks. luku 2.2.3). Laatikon pohja oli täytetty vanerilevyillä siten, että näyttemateriaalin korkeus kussakin kokeessa oli 15 cm.

Taulukko 5.9. Laatikon pohjan jäykkyyden ja kuormitustason vaikutus raidesepelin hienonemiseen Devulapallyn (1993) ballast box kokeissa.

Akselik uorma [kN]	Kuormitus pölkyn alapinnalla [kPa]	Kuormitus- kertojen määrä	Kokonaiskuormitus [milj. bruttotonnia]	Syntynyt < 9,5 mm aines [%]	
				jäykempi pohja	joustavampi pohja
200	195	6.510.000	270	0,4	0,3
290	280	4.560.000	270	0,7	0,8
290 (II)	280	4.560.000	270	0,6	0,8
350	330	3.840.000	270	1,0	0,8
440	415	3.060.000	270	1,2	1,1
440 (II)	415	3.060.000	270	0,9	1,1

Kahdella erilaisella pohjan joustolla tehtyjen koesarjojen kesken ei havaittu eroja hienonemisessa, mistä syystä Devulapally arvioi, että pohjan jousto ei ehkä ole merkittävä tekijä hienonemisessa. Ero kuormituslevyn kimmoisessa painumassa koesarjojen välillä oli 0,5...0,8 mm koemateriaalin ja pohjan yhteenlasketun jouston vaihdellessa koejärjestelyistä ja kokeen vaiheesta riippuen noin välillä 1...3 mm. On kuitenkin huomattava, että molemmissa koesarjoissa hienoneminen oli varsin vähäistä. Näin ollen kokeessa todettu hienoneminen ei lainkaan vastaa kentällä havaittua hienonemista, eikä pohjamaan jouston vaikutuksesta hienonemiseen siten voida tehdä pitkälle meneviä päätelmiä. Tämä seikka on syytä huomioida myös arvioitaessa kuormitustason vaikutusta hienonemiseen. Koetulokset kuitenkin indikoivat, että kuvattaessa akseli-kuorman merkitystä ballast boxissa tietyllä kuormitusmäärällä syntyneen raekooltaan alle 9,5 mm aineksen määrään edellä esitetyn vaurioyhtälön 5-2 mukaisesti saadaan vaurioeksponentille arvo 1,5. Tämä tarkoittaisi esimerkiksi sitä, että akselipainon korottaminen 250 kN:sta 300 kN:iin lisää tietyllä akselimäärällä muodostuvaa raekooltaan alle 9,5 mm aineksen määrää noin 30 %. Toisaalta 20 % suuremmalla akseli-kuormalla liikuttaessa luonnollisesti tietyn tavaramäärän kuljettamiseksi vaadittu vaunujen määrä on enemmänkin kuin 20 % alhaisempi, koska nettokuorman osuus bruttokuormasta lisääntyy ja vaunujen painon merkitys vähenee.

Chiang (1989) tutki ballast boxissa erittäin mielenkiintoisessa kahdeksan kokeen sarjassa veden, hienorakeisen aineksen alkuperäisen määrän sekä ratapölkyn toistuvan tukikerroksesta irtaantumisen ja siihen takaisin iskeytymisen, eli ns. pumppautumisen (ks. luku 2.2.3) vaikutusta dolomiittisen sepelin hienonemiseen ja sitä kuormittavan puupölkyn painumaan. Kiviaineksen raekokojakautuma vastasi keskimääräistä AREA 4-rakeisuutta (ks. kuva 3.22). Viidessä kokeessa materiaali ei alun perin sisältänyt raekooltaan alle 9,5 mm rakeita, mutta kolmessa kokeessa kiviainekseen oli lisätty vaihtelevia määriä raekooltaan alle 1,18 mm ainesta. Sepelin abrasion number (ks. kaava 3-8) oli 79,8 ja Los Angeles -luku 39,3, joten se ei täyttänyt AREA:n raidesevelille asettamaa Los Angeles -lukuvaatimusta (<30). Pohjamaan joustoa pyrittiin simuloimaan laatikon pohjalle asennetuilla, laatikon pituussuunnassa keskeltä reunoille päin jäykkenevillä kumiliuskoilla, joiden päälle oli asennettu ohut peltilevy. Myös laatikon seiniin oli asennettu peltipäällysteiset kumilevyt. Tukikerrokseen kohdistuva keskimääräinen kuormitustaso kaikissa kokeissa oli 160 kN staattista pyöräkuormaa vastaavaksi GEOTRACK-mallilla arvioitu 320 kPa. Kuormituspulssien välisenä aikana kuormituspölkystä näyttemateriaaliin kohdistuva ns. pohjakuorma oli noin 3 kPa.

Liikennekuormituksesta mahdollisesti aiheutuvaa ratapölkyn irtaantumista, 'pumppautumista', simuloitiin kahdessa märkäkokeessa, joissa vedenpinta oli kuormituspölkyn alapinnan yläpuolella, kiinnittämällä kuormituspölkystä neljä jousta kuormituskehään. Jouset aikaansaivat ratapölkyn 1...4 mm nousun kuormituspulssin palautusvaiheen aikana, jonka seurauksena kuormituspölkky iskeytyi kuormitusvaiheessa sepelikerroksen pintaan pakottaen samalla pölkyn alapuoliseen tyhjätilaan tunkeutuneen vesilietteen nopeaan pakenemiseen. Toisessa pumppauskokeessa sepeli ei sisältänyt alun perin raekooltaan alle 9,5 mm ainesta, kun taas toisessa kokeessa vastaavaan kiviainekseen oli lisätty 9,0 % raekooltaan alle 1,18 mm ainesta. Taulukossa 5.10 on esitetty selvitys kokeissa käytetyistä muuttujista sekä hienontumisesta ja siihen vaikuttavista tekijöistä havainnollistavaan muotoon muokatut koetulokset.

Taulukko 5.10. Muuttujat ja havaittu hienoneminen Chiangin (1989) raportoimissa ballast box -kokeissa. Kokeissa 1, 2, 3 ja 4 havaituissa hienonemisissa on mukana myös materiaalin seula-täryttimen aiheuttaman rasituksen vaikutus, jonka todettiin aiheuttavan noin 0,2 % raekooltaan alle 9,5 mm ainesta. Kokeiden 5, 6, 7 ja 8 materiaali pestiin kokeen jälkeen, mistä syystä muodostuneeksi esitetty raekooltaan alle 9,5 mm aines on näiden kokeiden osalta kokonaan kokeen kuormituksen, ei seulonnan aikaansaamaa.

	Koe 1	Koe 2	Koe 3	Koe 4	Koe 5	Koe 6	Koe 7	Koe 8
Syklimäärä [x 10 ⁶]	0,5	0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	0,196	1,0
Kuiva	X	X	X					
Vedellä kyllästetty * ¹⁾				X	X	X	X	X
Pumppaus & täyd.sepeli * ²⁾							X	X
Alkutiheys [kg/m ³]	1560	1570	1590	1590	1670	1880	1730	1570
Alussa < 9,5 mm [%]	-	-	-	-	7,03 * ³⁾	16,6	9,0	-
Alussa < 1,18 mm [%]	-	-	-	-	7,03 * ³⁾	16,6	9,0	-
Alussa < 0,075 mm [%]	-	-	-	-	0,86 * ³⁾	1,37	1,2	-
Lopussa < 9,5 mm [%]	0,70	0,73	0,62	0,75	7,82	17,2	14,6 * ⁴⁾	2,43
Lopussa < 1,18 mm [%]	0,37	0,33	0,29	0,41	7,30	16,8	12,8 * ⁴⁾	1,55
Lopussa < 0,075 mm [%]	0,17	0,16	0,14	0,19	4,53	8,43	10,7 * ⁴⁾	1,36
Syntynyt < 9,5 mm [%]	0,70	0,73	0,62	0,75	0,79	0,62	5,6	2,43
Syntynyt < 1,18 mm [%]	0,37	0,33	0,29	0,41	0,27	0,17	3,8	1,55
Syntynyt < 0,075 mm [%]	0,17	0,16	0,14	0,19	3,67	7,06	9,5	1,36

*¹⁾ Vedenpinta kuormituspölkyn alapinnan yläpuolella.

*²⁾ Materiaalin muodonmuutosten aiheuttaman kuormituspölkyn kaivautumisen takia pölkyn alle täydennettiin sepeliä kokeen aikana.

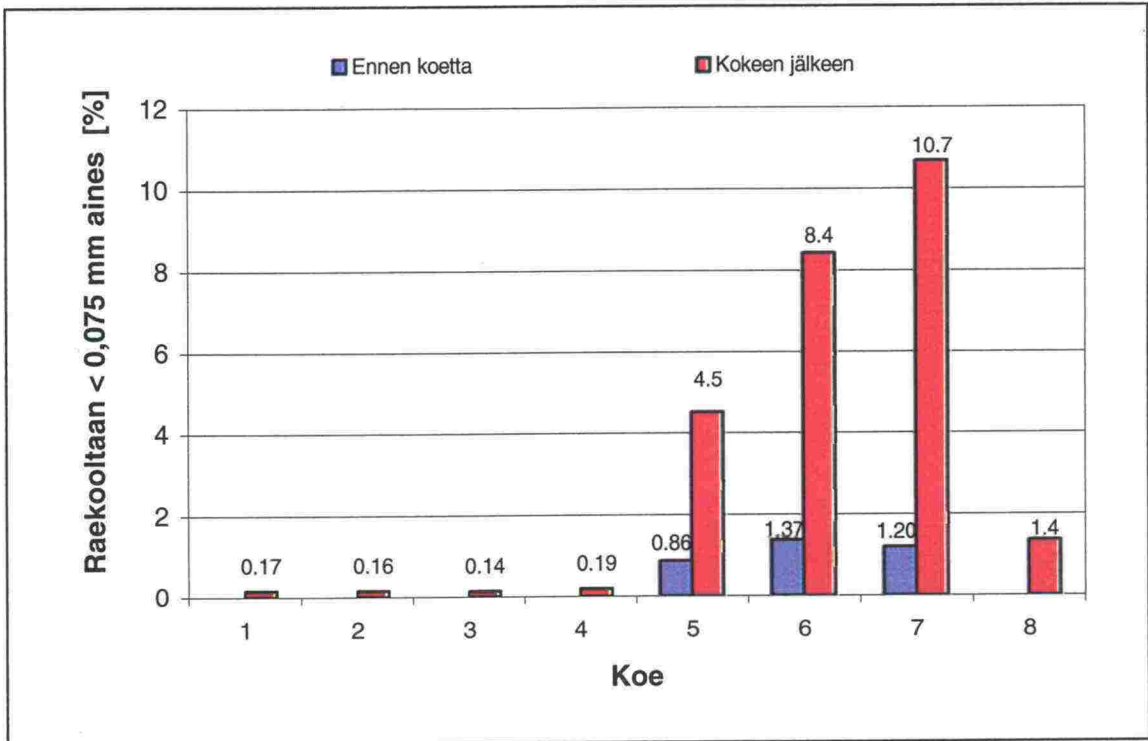
*³⁾ Osuudet laskettu tulosten vertailtavuuden säilyttämiseksi koko näytemateriaalia kohti, vaikka kokeen alussa ainoastaan ratapölkyn alapinnan alapuolinen materiaali sisälsi hienorakeista ainesta.

*⁴⁾ Osuudet laskettu suhteessa alkuperäiseen materiaalmäärään, vaikka kuormituspölkyn painumisen seurauksena 'kunnossapidon' yhteydessä laatikkoon lisättiin runsas 10 kg 'täydennyssepeliä' (koko näytteen massa kokeen alussa oli noin 126 kg).

Taulukon 5.10 ja kuvien 5.25-5.28 muodossa esitetyistä Chiangin (1989) koetuloksista voidaan tehdä seuraavia mielenkiintoisia havaintoja:

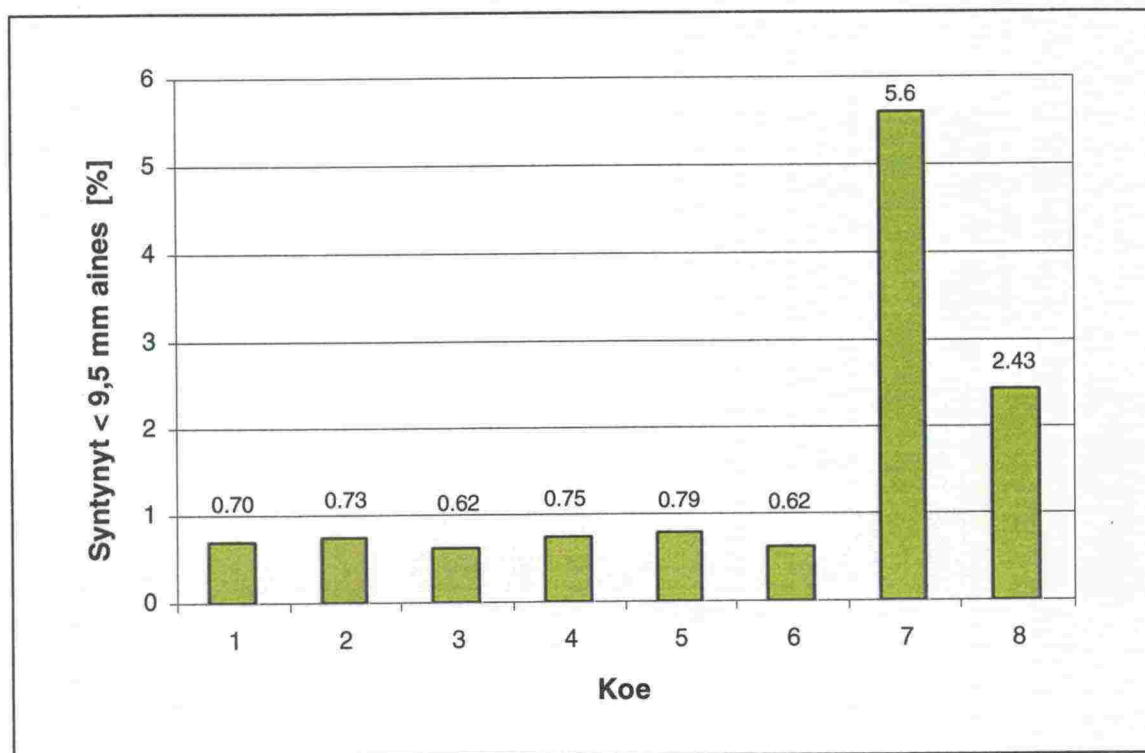
- Kuivalle, alkujaan raekooltaan alle 9,5 mm rakeita sisältämättömälle materiaalille tehdyissä kokeissa 1, 2 ja 3 sekä vedellä kyllästetyille materiaalille tehdyissä kokeissa 4 hienoneminen oli varsin vähäistä. Kuormitusmäärän lisääminen 500.000 syklistä 1.000.000 sykliin samoin kuin materiaalin kyllästäminen vedellä ei vaikuttanut hienonemiseen.
- Hienorakeista ainesta kokeen alussa sisältäneille kyllästetyille materiaaleille tehdyissä kokeissa 5 ja 6 syntyneen raekooltaan alle 9,5 mm aineksen määrä oli vähäinen, kuten kokeissa 1, 2, 3 ja 4. *Sen sijaan materiaalin jo sisältämä hieno-*

raakeinen aines hienontui kokeissa 5 ja 6 merkittävästi muodostaen huomattavan määrän raekooltaan alle 0,075 mm hienoainesta (ks. kuvat 5.25 ja 5.27).

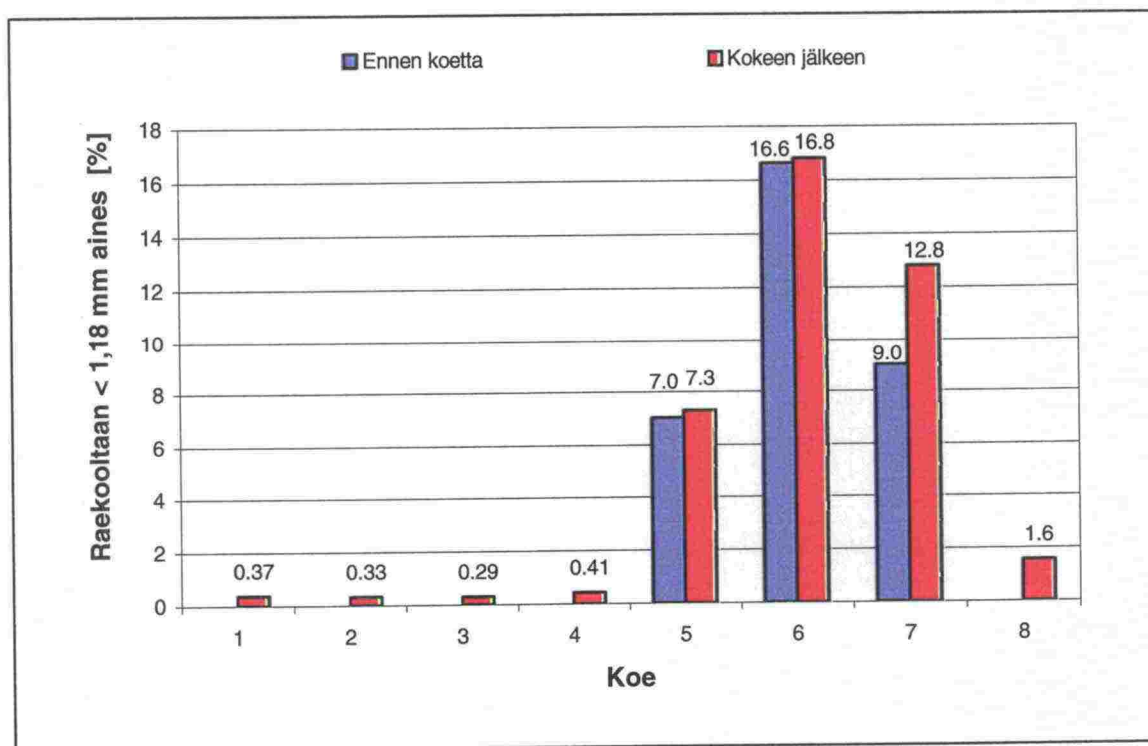


Kuva 5.25. Raekooltaan alle 0,075 mm aines ennen ja jälkeen Chiangin (1989) ballast box -kokeiden. On huomattava, että suuri osa kokeissa 5, 6, ja 7 syntyneestä hienoaineksesta on peräisin kyseisten näyttemateriaalien alun perin sisältämästä raekooltaan 0,075–1,18 mm aineksesta (vrt. kuva 5.27).

- Merkittävää uuden raekooltaan alle 9,5 mm aineksen muodostumista tapahtui ainoastaan kokeissa 7 ja 8 (ks. kuva 5.26), joissa simuloitiin ratapölkyn pumppautumista vedenpinnan ulottuessa kuormituspölkyn alapinnan yläpuolelle. Näissä kokeissa myös syntyneen tai materiaalin alun perin sisältämän hienorakeisen aineksen muuttuminen hienoainekseksi (<0,075 mm) oli voimakkainta (ks. kuva 5.25). Pumppautumista simuloineissa kokeissa niin ikään ratapölkyn painumat olivat huomattavasti suurimpia (ks. kuva 5.28) ilmentäen voimakasta partikkelien välistä liikettä. Chiangin mukaan voimakas hienoneminen pumppautumista simuloivissa kokeissa selittyykin pölkyn nopean iskun muodostamalla voimakkaalla huokosveden ylipaineella, jonka seurauksesta myös suuremmat (> 9,5 mm) rakeet joutuvat liikkeeseen toistensa suhteen. Huolimatta muihin kokeisiin nähden vain noin 20 % kestoistaan, selvästi kaikkein merkittävintä hienoneminen oli kokeessa 7, jossa materiaali sisälsi alun perin raekooltaan alle 1,18 mm ainesta, toisin kuin kokeessa 8. Koe 7 jouduttiin keskeyttämään 196.000 syklin jälkeen johtuen kuormituspölkyn kohtuuttoman nopean painumisen aiheuttamista ongelmista.

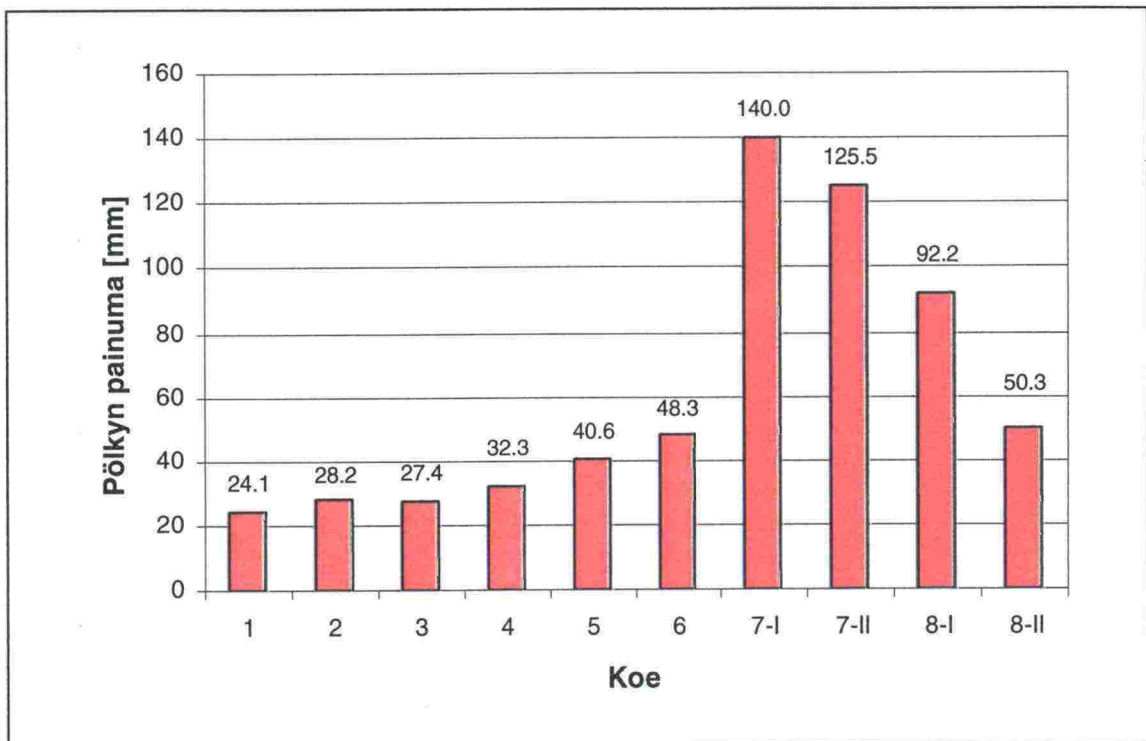


Kuva 5.26. Chiangin (1989) ballast box kokeissa syntynyt raekooltaan alle 9,5 mm aines.



Kuva 5.27. Raekooltaan alle 1,18 mm aines ennen ja jälkeen Chiangin (1989) ballast box kokeiden.

- Hienorakeisen aineksen läsnäolo kiihdytti pumppautumista simuloivassa kokeessa karkeidenkin rakeiden hienontumista, mutta ilman pumppautumista vastaavaa ei tapahtunut. Osasyynä tähän saattaa olla pumppautumiskokeissa kuormituspölkyn alle kokeen aikana asennetun täydennyspölkyn mahdollinen heikko tiivistys.



Kuva 5.28. Kokeen jälkeen kuormituksen alaisena mitattu kuormituspölkyn painuma (Chiangin (1989) ballast box -kokeissa. Painuma kokeissa 7 ja 8 on esitetty kaksiosaisena, koska voimakkaan painumisen johdosta kuormituspölkkyä nostettiin ja pölkyn alle täydennettiin kiviainesta kesken kokeen.

Chiangin (1989) kokeiden tulokset viittaavat siihen, että ratapölkyn pumppautuminen on primäärinen tekijä liikennekuormituksen vaikutuksesta tapahtuvassa raideseppelin hienonemisessa. Koetuloksia arvioitaessa on lisäksi huomattava, että betoniratapölkky murtaa raideseppeliä tehokkaammin kuin kokeissa käytetty puinen kuormituspölkky. Toisaalta vedenpinnan ulottuminen ratapölkyn tasolle ei ole todellinen tilanne rata-rakenteessa, jonka kuivatus toimii suunnitellulla tavalla. Siksi pumppautumista simuloiva koe kuivalle materiaalille tai alemmalla vedenpinnan tasolla antaisi mielenkiintoista tietoa yleisempää tapausta ajatellen. Myös ratapölkyn irtaantuminen ja etenkin sen suuruus ovat ennen pitkälle meneviä johtopäätöksiä varmennusta edellyttäviä tekijöitä.

Tulosten voidaan arvioida indikoivan, että pumppautumisen seurauksena tapahtuva ratapölkyn iskeytyminen tukikerroksen pintaan murtaa materiaalipartikkelien kulmia ja särmiä, ehkä myös kokonaisia rakeita välittömästi ratapölkyn alla. Tuloksista on nähtävissä jo muodostuneen hienorakeisen aineksen voimakkaasti etenevä hienontuminen yhteistoiminnassa veden kanssa myös ilman pumppautumisefektiä. Tässä toiminnassa ei niinkään synny uutta hienorakeista ainesta (paitsi pumppautumisen myötä), vaan jo olemassa oleva hienorakeinen aine hienontuu edelleen.

Ballast box -kokeen kuten useiden muidenkin koemenetelmien suurimpana puutteena todellisten olosuhteiden simuloimisessa voidaan pitää kuormituksen suunnan muuttumattomuutta, jolloin liikkuvan kaluston aiheuttamaa kuormitustilannetta vastaavaa pääjännitysten kiertymistä ei näyttemateriaalissa tapahdu. Luonnollisesti myös laatikon mittojen rajallisuus aiheuttaa eroavaisuuksia sen sisältämässä näyttemateriaalissa ja

todellisessa rakenteessa vallitsevan jännitystilan välillä. Kuitenkin on todettava, että Chiangin (1989) käyttämä koejärjestely on ainoa kirjallisuudessa havaittu laboratorio-mittakaavainen mallikoejärjestely, jossa aikaansaatu hienoneminen vastaa edes suuruusluokaltaan kenttäolosuhteissa havaittua raideseppelin hienonemista.

5.7 Tukikerroksen puhdistusrajan ja kestoiän arviointi

5.7.1 Tukikerroksen hienontuneisuus ja puhdistusraja

Hienorakeisen aineksen määrän lisääntyessä tukikerroksen toimintakyky heikkenee edellä todetun mukaisesti. Tukikerroksen kestoiän tarkastelussa lähtökohtana on, että hienontuneisuuden lisääntyessä tietyssä vaiheessa hienorakeisen aineksen poistaminen eli tukikerroksen puhdistaminen seulontakoneella on raidegeometrian säilyttämisen edellyttämien resurssien ja seulontatapahtuman kustannusten vertailun perusteella edullisin vaihtoehto. Tällöin on saavutettu tukikerroksen puhdistusraja. Puhdistusraja on täten riippuvainen myös raiteen geometrialta edellytetystä tasosta. Myös tukikerroksen jäljellä olevan käyttöiän arviointi on sidottu sen hienontuneisuuteen suhteessa puhdistusrajaan.

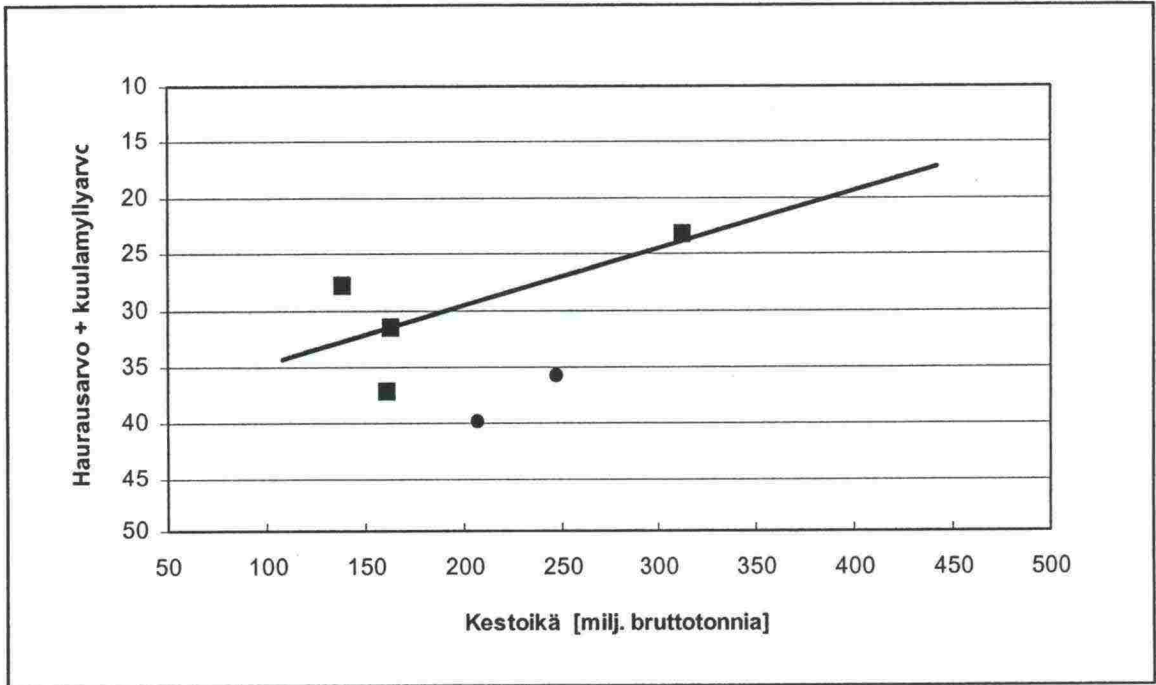
On selvää, että puhdistusrajan eli edullisimman puhdistusajankohdan määrittäminen ei ole helppo tehtävä, sillä siihen vaikuttavien tekijöiden määrä on suuri ja niiden arviointi vaikeaa. Toisaalta sen merkitys taloudellisessa radanpidossa on hyvin suuri. Nykyisin eri tahoilla on kuitenkin käytössä osin tutkimuksiin ja osin asiantuntija-arvioihin perustuvia suosituksia tukikerroksen puhdistusrajasta. Niitä, samoin kuin kirjallisuudessa esitettyjä kestoiän arviointitapoja, on tarkasteltu seuraavissa luvuissa.

5.7.2 Ratahallintokeskus

Suomessa puhdistusrajan arvioinnissa on käytetty kuvan 5.6 mukaisesti otetuista tukikerroksinäytteistä 1 mm, 8 mm ja 25 mm läpäisyprosenttien summana määritettyä rakeisuuslukua. Menetelmässä on haluttu painottaa hienorakeisen aineksen pienimpien laitteiden eniten tukikerroksen toimintaa haittaavaa vaikutusta. Uusi-Luomalahti (1994) analysoi sekä ongelmallisista että näytteenottohetkellä ongelmattomista kohteista otettujen näytteiden rakeisuuksia ja pyrki tällä tavalla haarukoimaan puhdistusrajaa. Näiden tarkastelujen sekä Pohjois-Amerikassa vallinneen puhdistusrajan arviointikäytännön (ks. luku 5.7.7) perusteella Uusi-Luomalahti arvioi, että tarkastellun rataosan tukikerroksen puhdistusraja on saavutettu, kun osuuden keskimääräinen rakeisuusluku ylittää arvon 88. Tämä on Suomessa käytetty arvio tukikerroksen puhdistusrajasta.

Nurmikolu (2000) tarkasteli raideseppelin lujuuteen perustuvan kestoiän arvioinnin mielekkyyttä. Rakeisuustietokannasta (vrt. luku 5.4.1) tehtyjen kestoikäarvioiden ja valituista kohteista tutkittujen kiviainesten lujuuksien perusteella kumulatiivisena liikennemääränä kuvatun kestoiän arvioitiin riippuvan haurausarvon ja kuulamyllyarvon summana esitetystä kiviaineksen lujuudesta kuvan 5.29 mukaisesti. Tutkimuksen perusteella oli ilmeistä, että kiviaineksen lujuus vaikuttaa oleellisesti raideseppelin kestoikään, mutta toisaalta huomattava vaikutus on esimerkiksi raiteen ja pohjamaan ominaisuuksilla samoin kuin raideseppelin raemuodolla ja olosuhdetekijöillä. Joka tapauksessa kuvassa 5.29 esitettyjen havaintojen lineaarinen regressiosuora todettiin parhaaksi olemassa olevaksi arvioksi kiviaineksen kestoikään vaikuttavien tekijöiden

kvantifioimiseksi, mistä syystä sitä käytettiin myös raidesepelin elinkaarikustannusten vertailulaskelmissa. Regressiosuoran ja RHK:n raidesepeliluokituksen (VR, 1995) perusteella lujuusluokan R2 alarajalla raidesepelin kestoiäksi arvioitiin 350 miljoonaa bruttotonnia, luokan R3 alarajalla 250 miljoonaa bruttotonnia ja luokan R4 alarajalla 150 miljoonaa bruttotonnia.



Kuva 5.29. Raidesepelin hauraus- ja kuulamyllyarvon summana kuvatus lujuuden vaikutus kumulatiivisena liikennemääränä esitettyyn kestoiäkään Nurmikolun (2000) havaintojen perusteella kiskotyypin 54E1 betoniratapölkkyraiteessa. Pyöreät havaintopisteet koskevat kiskotyypiltään 60E1 kohteen havaintoja, eikä niitä näin ollen huomioitu regressiosuorassa.

5.7.3 European Rail Research Institute

European Rail Research Institute (ERRI, 1991) teki jäsenrautatietieyhtiöilleen kyselyn koskien raidesepelin puhdistusrajan arviointiperusteita. Tuolloin ainoastaan kahdella jäsenrautatietieyhtiöllä oli esittää numeerisesti määritelty puhdistusraja. Puhdistusrajan määrittämiseksi koettiin kuitenkin olevan suuri tarve, joten sitä koskien tehtiin lisäselvityksiä. ERRIn (1991b) raportissa analysoidaan seulontatuloksia seitsemän jäsenrautatietieyhtiön ottamista raidesepelinäytteistä, jotka oli otettu puhdistettaviksi päätetyistä tukikerroksista. Tarkastelujen tuloksena ERRI (1991b) (myös Esveld, 1993) suosittelee, että tukikerros tulisi puhdistaa, kun näytteiden keskimääräinen läpäisy 22,4 mm seulalla ylittää 30 %, joka vastaa likimäärin rakeisuuslukua 45 ja on näin ollen täysin eri suuruusluokkaa kuin RHK:n puhdistusrajana pitämä 88.

Eroa selittänevät näkökohdat ERRIn tutkimuksen kohteiden valinnassa. Näytteet oli määrä ottaa rataosilta, joilla raidegeometriaa ei pystyt enää tukemisen keinoin ylläpitämään, mutta tällaisten rataosien puuttuessa näytteet otettiin pääsääntöisesti rataosilta, joilla perusparannuspäätös oli raidesepelistä riippumattomista syistä tehty ja raidesepeli siten päätetty samassa yhteydessä puhdistaa. Niinpä tarkasteluja on todennäköisesti tehty osuuksilla, joilla tukikerros on ollut vielä huomattavan toimintakykyinen. Toisaalta verrattuna Suomessa käytettävään näytteenottokohtaan (ks. kuva

5.6), jossa tukikerros on lähes hienontuneimmillaan, ERRIn raportoimassa tutkimuksessa näyte otettiin koko ratapölkyn alapinnan tason alapuolisesta tukikerroksesta, jolloin yleensä selvästi karkearakeisempi aines näytekohdan yläosassa (esim. Collingwood, 1988; Turunen, 1986) pienentää hienorakeisen aineksen suhteellista osuutta näytteessä. Näytteenottokohdan sijainti on tulosten vertailtavuuden suhteen ratkaiseva tekijä, kuten luvussa 5.4.1 todettiin. Näin ollen RHK:n puhdistusraja-käytännön muuttaminen ERRIn (1991b) esittämien tulosten nojalla ei ole perusteltua. Myös RHK:n käytäntöä pienimpien lajitteiden osuuden painottamisessa voidaan pitää ERRIn käytäntöön nähden perustellumpana.

ERRIn (1991b) mukaan em. puhdistusraja saavutetaan vilkkaasti liikennöidyillä rata-osuuksilla noin 400 miljoonan bruttotonnin liikennemäärän jälkeen ja vähemmän liikennöidyillä osuuksilla noin 30 vuoden jälkeen.

5.7.4 Britannia

British Rail on tutkimuksiinsa perustuen arvioinut karkeiden rakeiden välisen raidesepelin huokostilan kokonaan hienorakeisen aineksen täyttämäksi (vrt. kuva 3.2), kun materiaali sisältää raekooltaan alle 14 mm ainesta noin 30 % (Selig ja Waters, 1994; Jefferies ja Johnson, 1990). Rakeisuusluvuksi laskettuna päädytään tällöin keskimäärin hyvin lähelle Suomessa puhdistusrajana käytössä olevaa arvoa 88. British Railin havainto keskimääräisestä tukikerroksen kestoikästä puhdistusten välillä on noin 15 vuotta (Jefferies ja Johnson, 1990; Selig ja Waters, 1994).

5.7.5 Ruotsi ja Norja

Banverket (1996e) toteaa, että Ruotsissa ei ole käytössä varsinaista puhdistusrajaa. Malmbanan akselipainon korottamismahdollisuuksia tarkastelleen projektin selvityksissä puhdistusrajana sovellettiin ERRIn suosituksesta toisille seulakoille muunnettuja raja-arvoja, eli 40 % läpäisyä 31,5 mm seulalla ja 15 % läpäisyä 11,5 mm seulalla. Vastaavasti Jernbaneverket (1999b) toteaa, että Norjassa ei ole raidesepelin rakeisuuden systemaattista seurantaa, eikä näin ollen numeerisesti arvioitua puhdistusrajaa. Jernbaneverket pitää kuitenkin ERRIn suosituksessa käytettyä 22,4 mm rajaraekokoa liian suurena raidesepelin toimintakyvyn arviointiin.

5.7.6 Kiina

Zeng Shugu ja Zhang Wensheng (1993) toteavat Kiinassa tukikerroksen tavanomaisen puhdistussyklin olevan ainoastaan 2–3 vuotta, minkä takia on selvää, että raidesepelin hienoneminen on koko ratarakenteen toiminnan määräävä tekijä. He toteavat ongelman olevan seurausta siitä, että Kiinassa jopa 60–70 % raidesepelistä valmistetaan heikkolaatuisista karbonaattikivistä.

5.7.7 Pohjois- Amerikka

Pohjois-Amerikassa tukikerroksen puhdistusrajaa on tarkasteltu karkeiden rakeiden välisen huokostilan täyttymiseen ja toisaalta raidesepelin vedenläpäisevyyden heikkene-miseen perustuen.

Toisessa Pohjois-Amerikassa käytetyssä (Klassen et al., 1987; Clifton et al., 1987) puhdistusrajan arviointitavassa lähtöolettamuksena on, että puhdistusrajan saavutta-
neessa raidesepelissä hienorakeinen aines on kokonaan täyttänyt karkeiden raidesepeli-
rakeiden välisen huokostilan. Näin määritellyn puhdistusrajan saavuttaminen riippuu
olennaisesti raidesepelin alkuperäisestä raekokojakautumasta, joka määrää kiviaineksen
alkuperäisen huokoisuuden ja siten hienorakeisen aineksen varastoitumiseen käytettä-
vissä olevan huokostilan. Materiaalin huokoisuus lisääntyy sen raekokosuhteen pienen-
tyessä eli materiaalin tasarakeistuuessa.

Kokonaan hienorakeisella aineksella täyttyneen huokostilan kuvaamisessa (Klassen et
al., 1987; Clifton et al., 1987) käyttivät ns. Fullerin yhtälöä 5-4, jota on usein käytetty
maksimitiiviyden saavuttavan materiaalin raekokojakautuman kuvaamiseen eksponentin
(n) arvolla 0,5. Heidän mukaansa Fullerin käyrä eksponentin arvolla 0,45 kuitenkin
vastaa parhaiten karkearakeisten kiviainesten käytännöllistä maksimitiiviyttä, mistä
syystä he valitsivat sen kuvaamaan kokonaan hienorakeisella aineksella täyttyneen
huokostilan omaavan raidesepelin raekokojakautumaa.

$$P = \left(\frac{d}{D} \right)^n \cdot 100\% \quad , \text{ missä} \quad (5-4)$$

- P = raekokoa d pienemmän aineksen osuus näytteessä
 d = tarkasteltu raekoko, [mm]
 D = maksimiraekoko, [mm]
 n = yhteyden määräävä eksponentti

Jos maksimiraekooksi oletetaan Suomessa käytössä oleva 63 mm, voidaan Fullerin
käyrästä eksponentin (n) arvolla 0,45 laskea rakeisuusluvuksi 121. Vastaavasti aiemmin
käytössä olleella 55 mm maksimiraekoolla päädytään rakeisuuslukuun 129. Taulukossa
5.11 esitettyjen laskelmien perusteella rakeisuusluvun havaitaan riippuvan oleellisesti
eksponentista (n).

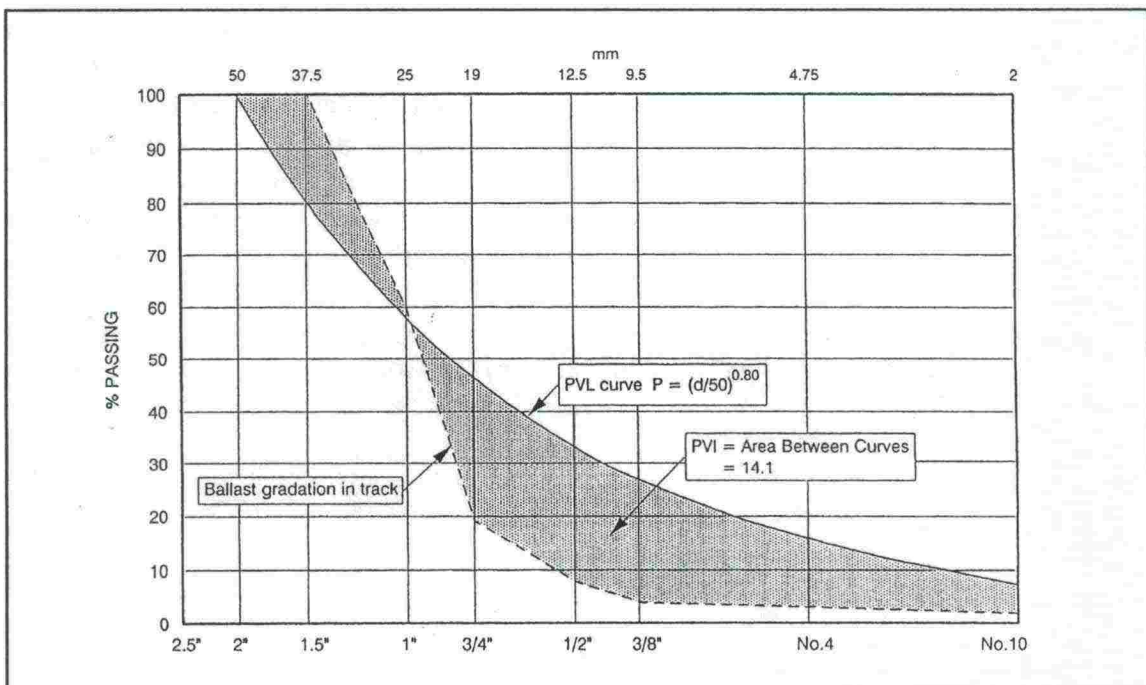
*Taulukko 5.11. Fullerin käyrästä lasketun rakeisuusluvun, eli 1 mm, 8 mm ja 25 mm läpäisy-
prosenttien summan riippuvuus Fullerin yhtälön eksponentista (n) 55 mm ja 63 mm maksimi-
raekoolla.*

	Rakeisuusluku eri Fullerin yhtälön eksponenteilla (n)				
	$n = 0,45$	$n = 0,50$	$n = 0,60$	$n = 0,70$	$n = 0,80$
$D = 55 \text{ mm}$	129	119	103	90	79
$D = 63 \text{ mm}$	121	111	95	81	71

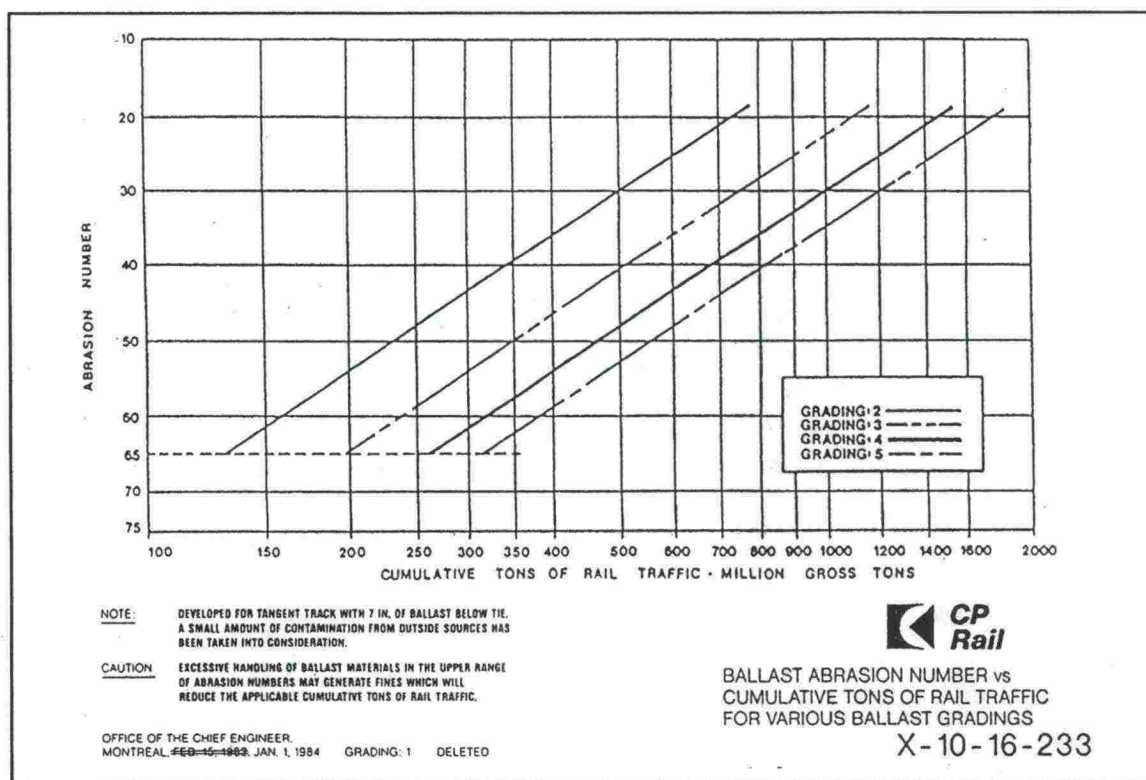
Klassen et al. (1987) ja Clifton et al., (1987) havaintojen jälkeen rautatieyhtiö CN
(1990) ja Mekechuk (1991) arvioivat ongelmakohteiden seulontatulosten perusteella
Fullerin yhtälön eksponentin (n) arvolla 0,80 kuvaavan parhaiten puhdistusrajan
saavuttaneen raidesepelin raekokojakautumaa. Tämä arvio on vaikuttanut merkittävästi
Uusi-Luomalahden esittämän ja RHK:n soveltaman puhdistusraja-arvion laadinnan
taustatekijänä. CN (1990), Mekechuk (1991) ja Uusi-Luomalahti (1994) ovat tarkastel-

leet Fullerin yhtälöä 50 mm maksimiraekooalla, jolloin eksponentin (n) arvolla 0,80 rakeisuusluvuksi on laskettavissa 85. Toisaalta perustellumpaa saattaisi olla käyttää raidesepelin alkuperäistä maksimiraekokoa. Maksimiraekoon kasvaessa rakeisuusluvun arvo oletetulla puhdistusrajalla alenee (vrt. taulukko 5.11).

Klassen et al. (1987) ja Clifton et al. (1987) esittävät CP Railin toteuttaman (vrt. luku 5.3.5) laajan raidesepelitutkimuksen yhteydessä laaditun raidesepelin kestoiän etukäteisarviointimenetelmän. Kestoiän arviointi perustuu kenttähavaintoihin kiviainesten jäljellä olevasta huokostilasta suhteessa arvolla $n = 0,45$ laskettuun Fullerin käyrään. Vastavalla tavalla jäljellä olevaa kestoikää suhteessa RHK:n puhdistusrajakäytäntöä paremmin vastaavaan Fullerin käyrään eksponentin (n) arvolla 0,80 ovat arvioineet CN (1990) ja Mekechuk (1991) (ks. kuva 5.30). Klassen et al. (1987) ja Clifton et al. (1987) liittivät samaan tarkasteluun tukikerrokseen kohdistuneen liikennemäärän, raidesepelin lujuuden ja oletuksen liikennemäärän suhteen lineaarisesta hienonemiskehityksestä. Tarkastelun tuloksena esitettiin kuvan 5.31 mukainen käyrästä raidesepelin kestoiän arvioimiseksi etukäteen abrasion numberina (A_n) kuvatus kiviaineksen lujuuden sekä alkuperäisen huokostilan määräävän raekokojakautuman perusteella. Käyrästä laadinnassa käytetyn puhdistusrajaoletuksen johdosta käyrästä perusteella arvioidun kestoiän saavuttaessaan raidesepeli on huomattavasti rakeisuuslukua 88 enemmän hienontunutta. Toisaalta käyrästä mukaisessa arvioinnissa kiviaineksen lujuuden ja raekokojakautuman lisäksi muita raidesepelin kestoikään vaikuttavia tekijöitä ei tule huomioiduksi. Todettakoon vielä, että Chrismer ja Selig (1994) mukaan CP Rail on tutkimuksissaan yliarvioinut raekokojakautuman muuttamisen vaikutuksen huokostilaan ja siten kestoiään.

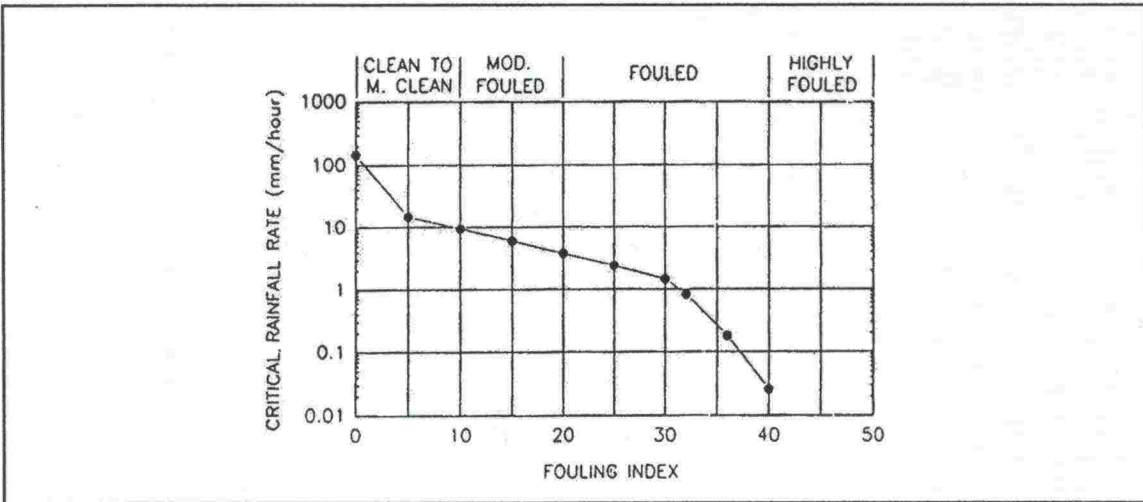


Kuva 5.30. Raidesepelin jäljellä olevan kestoiän arviointi sen rakeisuuskäyrän ja puhdistusrajan (= PVL, particle void limit) saavuttaneen raidesepelin rakeisuuskäyrän välistä pinta-alaa vertaamalla. (Mekechuk, 1991; CN, 1990)



Kuva 5.31. Käyrästä raidesepelin kestojän arvioimiseksi etukäteen kiviaineksen lujuutta kuvaavan abrasion numerin ja raidesepelin alkuperäisen raekokojakautuman perusteella. (Clifton et al., 1987; CP Rail, 1987)

Toinen Pohjois-Amerikassa käytetty lähtökohta raidesepelin puhdistusrajan arvioimisessa perustuu vedenläpäisevyyden heikkenemiseen raidesepelin hienontuneisuuden kasvaessa. Selig et al. (1993) mittasivat raidesepelin vedenläpäisevyyttä ja mallinsivat hienontuneen tukikerroksen kuivatuksen riippuvuutta sadannasta. Kun vedenläpäisykyky liitettiin raidesepelin kyllästämiseksi edellytettyyn kriittiseen sademäärään, saatiin kuvan 5.32 mukainen arvio 4,75 mm ja 0,075 mm läpäisyprosenttien summana määritetyn raidesepelin *fouling indeksin* vaikutuksesta kriittiseen sademäärään. Kuvan perusteella kriittinen sademäärä vähenee nopeasti *fouling indeksin* ylittäessä arvon 30. Varsinaista suositusta puhdistusrajasta Selig et al. (1993) eivät kuitenkaan esitä. *Fouling indeksi* 30 vastaa rakeisuusluvuksi muunnettuna raekokojakautuman muodosta riippuen arvoa 115...130.



Kuva 5.32. Täysin kyllästetyn tilan aiheuttavan kriittisen sateen intensiteetin riippuvuus raide-sepelin fouling indeksistä. (Selig et al., 1993)

Chrismerin (1988) esittämän arvion mukaan puhdistusrajaa ilmentää noin 20 % läpäisy kooltaan 4,75 mm seulalla. Toisaalta Chrismer ja Selig (1994) ovat käyttäneet raide-sepelin elinkaaritalousmallissa (Chrismer, 1994) puhdistusrajana Selig et al. (1993) esittämää *highly fouled* -tilaa, eli *fouling* indeksiä 40, joka siis vastaa selvästi em. hienontuneempaa tilaa.

6. YHTEENVETO JA JATKOTUTKIMUSTARPEET

6.1 Kuormitus, hienoneminen ja kiviaineksen ominaisuudet

Toistokuormituksen alaisten rakeisten materiaalien hienonemisen liittyvien tapahtumien periaatteellinen ymmärtäminen edellyttää partikkelitason tarkasteluja. Suurilla kuormituksilla partikkelien välisissä lähes pistemäisissä kontaktikohdissa vaikuttavat jännitykset voivat kohota niin suuriksi, että yksittäiset partikkelit tai niiden särmit murtuvat. Tämän lisäksi partikkeleiden välisissä kontaktikohdissa voi tapahtua liukumista, jonka seurauksena partikkelit hioutuvat liukumapinnoilla. Merkittävä tekijä liukumien ja murtumien synnyssä on pääjännityssuuntien kiertymisen, sekä raiteen tukikerroksen osalta myös tukemisen, aiheuttama partikkelien toistuva uudelleenjärjestäytyminen.

Luotettavimmin toistokuormituksen alaisen kiviaineksen hienonemista voidaan tarkastella kenttäolosuhteissa. Koerataosan rakentamisen tai toisaalta jollakin olemassa olevalla rataosalla tulosten saannin nopeuttamiseksi edellytetyn kiihdytetyn kuormittamisen kalleus ovat johtaneet kuormituksen ja sen aiheuttaman hienonemisen laboratoriomittakaavaisiin simuloimispyrkimyksiin. Yhtäkään kirjallisuudessa havaituista useista laboratoriokoekäytännöistä ei kuitenkaan voida pitää tarkoitukseen sopivana johtuen todelliseen kuormitukseen nähden periaatteellisista eroavaisuuksista materiaaliin kohdistuvassa rasituksessa tai toisaalta kuormituksen hitaudesta. Näin ollen paremmin todellista liikennekuormitusta simuloivan laboratoriomittakaavaisen kuormitusjärjestelyn kehittäminen tulee olla jatkossa perusta hienonemisen tutkimiselle.

Kokonaisuudessaan ratarakenteessa tapahtuva partikkelien tai niiden särmien murtuminen ja hioutuminen on seurausta toistuvien liikennekuormitus syklien, kunnossapitorasituksen sekä fysikaalisen ja kemiallisen rapautumisen yhteistoiminnasta. Rapautumisen seurauksena löyhtyneen materiaalin murtuminen toistokuormituksessa tai tukemisen yhteydessä helpottuu.

Junaliikenteestä radan rakennekerrokseen kohdistuvien kuormitusten suuruus ja niiden jakautuminen riippuvat akselikuormasta sekä liikkuvan kaluston kunnosta ja nopeudesta, raiteen tasaisuudesta, kiskon, aluslevyn ja ratapölkyn jäykkyydestä, ratapölkkyvälistä, pengerleveydestä ja eri rakennekerrosten sekä pohjamaan jäykkyydestä ja paksuudesta.

Kiviaineksen kyky vastustaa mekaanista hienonemista riippuu sen *fysikaalisesta* lujuudesta, johon vaikuttaa kiven sisältämien osasten, mineraalien, omat sisäiset lujuudet sekä näiden mineraalien yhteenliittymistapa eli kutous. Mineraalien lujuutta tarkasteltaessa tulee huomioida sekä niiden kyky kestää naarmutusta että lohkeavuus. *Kemiallista* rapautumista voidaan pitää vielä mekaanista hienonemistakin vahingollisempänä, koska sen seurauksena syntyvän hienonemisen ominaisuudet ovat kiviaineksen mineralogian muuttumisen myötä usein määräävästi kiviaineksen toimintakykyä heikentäviä. On huomattava, että alusrakennekerrosmateriaaleilta edellytetty 100 vuoden käyttöikä sekä niiden pienemmästä raekoosta johtuen moninkertainen ominaispinta-ala aikaansaavat huomattavasti suuremman alttiuden sekä kemialliselle että pakkasrapautumiselle tukikerroksen karkearakeisempaan raidesepeliin verrattuna.

Ballast box -kokeiden tulosten voidaan arvioida indikoivan, että ns. pumppautumisen seurauksena tapahtuva ratapölkyn hetkellinen irtaantuminen ja sitä seuraava iskeytyminen tukikerroksen pintaan murtaa materiaaliartikkelien kulmia ja särmiä, ehkä kokonaisia rakeita välittömästi ratapölkyn alla. Tuloksista on nähtävissä jo muodostuneen hienorakeisen aineksen voimakkaasti etenevä hienontuminen yhteistoiminnassa veden kanssa myös ilman pumppautumisefektiä. Myös tukeminen on havaittu monissa tutkimuksissa merkittäväksi raidesepeliä hienontavaksi tekijäksi, mistä syystä tarpeetonta tukemista on ehdottomasti vältettävä. Jatkossa tulisi arvioida vaihtoehtoisten kunnossapitomenetelmien, kuten 'stoneblowing'-menetelmän, käytön mielekkyyttä kokonaisuus huomioon ottaen.

Voimaantulevat kiviaineksia koskevat CEN-normit määrittelevät jatkossa kiviainesten laatuvaatimuksissa sovellettavissa olevat tutkimusmenetelmät sekä joiltakin osin myös kiviaineksen ominaisuuksille asetettavissa olevat vaatimukset. RHK:n nykyiset kuulamyly- ja haurausarvoihin sidotut alusrakennemurskeen lujuusvaatimukset tulee näin ollen jatkossa muuttaa CEN-normissa määriteltäviin testimenetelmiin sidotuiksi. RHK:n nykyisissä kiviaineksen laatuvaatimuksissa voidaan pitää puutteena myös sitä, että raidesepelin osalta ei aseteta lainkaan vaatimusta rapautumisherkkien mineraalien enimmäismäärälle. Vastaavasti alusrakennekerrosmateriaalien osalta rapautumisherkkiä mineraaleja rajoitettaessa opaakkimineraaleja, esimerkiksi kiisuja, koskevaa rajoitusta ei esitetä.

6.2 Konvektio

Pakotetun konvektion muodoista sade- ja sulamisvesien suotautumisen sekä veden virtauksen aiheuttaman dispersion vaikutus ratarakenteen lämmönsiirtymisessä rajoittuu joihinkin erityistapauksiin, joskaan asian yksikäsitteisesti varmentavia havaintoja ei kirjallisuudessa todettu. Sen sijaan ainakin syyskaudella ja lumettomana talvikautena vaikuttaa varsin todennäköiseltä, että tuulen aiheuttamalla konvektiolla on huomattavaa merkitystä rakenteen lämpötilaan ja siten routaantumiseen. Ottaen huomioon siirtymisen kalliomurskeen käyttöön koko ratapenkereessä ja toisaalta tavoitteen verhoilemattomista luiskista, tuulen aiheuttamaa konvektiota ja sen vaikutuksia on tarpeen selvittää kokeellisesti.

Lämpötilaeron aiheuttamasta tiheyserosta seuraavana huokosilman siirtymisenä ilmenevä *luontainen* konvektio on mahdollinen ainoastaan talviaikaan, jolloin lämpötilagradientti suuntautuu ylöspäin. Tällöin luontaisen konvektion seurauksena rakenteen routaantuminen saattaa tehostua jopa moninkertaiseksi. Kirjallisuudessa esitettyjen tutkimusten tulokset ja niiden perusteella tehdyt tarkastelut antavat viitteitä siitä, että luontaisen konvektion mahdollisuus etenkin hienontumisen myötä heikentyneen läpäisevyyden omaavassa *tukikerroksessa* voitaisiin mahdollisesti tapahtuessaankin arvioida todennäköisesti suppealle, lumettoman ja suurimman lämpötilaeron ajanjaksolle rajatuksi. Tämä pätee kuitenkin vain silloin, kun tukikerroksen alla olevassa rakennekerroksessa huokosilman konvektiolle ei ole edellytyksiä, sillä monilta osin arvioihin nojautuvan esimerkkitarkastelun perusteella kokonaan raidesepeliä vastaavasta materiaalista rakennetussa 2,5 m korkeassa ratapenkereessä luontaisen konvektion osuus lämmönsiirtymisessä arvioitiin 1,8-kertaiseksi johtumiseen nähden.

Radan *alusrakenteessa* käytettäväksi kyseeseen tuleva kalliomurske on kuitenkin raekooltaan huomattavasti raidesepeliä pienempää ja raekokojakauman muodoltaan suhteistuneempaa, jolloin etenkin suurempien yksittäisten huokosten muodostamaa huokostilaa alusrakennemateriaalissa on raidesepeliä vähemmän. Tehdyn, monilta osin arvioihin nojautuvan, teoreettisen esimerkkitarkastelun perusteella huokosilman luontaisella konvektiolla ei ole vaikutusta lämmönsiirtymisessä ratapenkereessä, mikäli pengermateriaalin sisäinen läpäisevyys on pienempi kuin $1,0 \times 10^{-7} \text{ m}^2$. Teoreettisen tarkastelun tuloksen soveltaminen käytännön vaatimuksiksi edellyttää lähtöolettamusten tarkempaa tarkastelua sekä eri materiaalien sisäisen läpäisevyyden määrittämistä ja joka tapauksessa tulosten verifioimista mittauksin.

6.3 Routamitoitus ja routimisherkkyydet

Kirjallisuudessa esitettyjen lämmönjohtavuusmittaustuloksiin nojautuvien laskelmien perusteella ratarakennekerrosten kosteus- ja tiheysmittausdatan puuttuessa nykyisen tiedon nojalla on perusteltua olettaa, että kalliomurske- ja luonnonmaalajimateriaalien lämmönjohtavuus-, vesipitoisuus- ja kuivairtitiheyseron vaikutuksesta roudan syvyys kalliomurskeesta rakennetussa radan alusrakenteessa on enintään 15 % suurempi kuin tavanomaisessa sorasta tai hiekasta rakennetussa alusrakenteessa. Näin ollen RHK:n kalliomurskealusrakenteen tapauksessa esittämää 15 % lisäpaksuusvaatimusta voidaan nykytiedon nojalla pitää riittävänä edellyttäen, että kalliomurskerakenteessa ei tapahdu merkittävää konvektiivista lämmönsiirtymistä, josta varmistuminen edellyttää lisäselvityksiä.

Radan rakennekerrosmateriaalien tulee olla routimattomia ja säilyä routimattomina niiltä edellytetyn kestojen ajan. Radan alusrakennekerrosten kalliomurskeiden käyttöä kannalta monessa tapauksessa kriittiseksi tekijäksi voidaan arvioida materiaalin hienoneminen siinä määrin, että se muuttuu routimisilmiön mahdollistavaksi. Oleellista materiaalin routimisherkkyyden arvioinnissa on sen sisältämän hienoaineksen määrä ja laatu. Routanousukokeiden ohella ominaisuuksia, joiden perusteella materiaalin routimisherkkyyttä on arvioitu, ovat hienoainespitoisuus ja hienoaineksen huokoskokojakautuma, ominaispinta-ala, veden adsorptio, mineralogia, vedenpidätyskyky, hienous-tekijä ja konsistenssiominaisuudet sekä materiaalin imupaineominaisuudet, vedenläpäisevyys ja alle 0°C lämpötilassa jäätymättömänä pysyvän veden määrä.

Kirjallisuudessa on esitetty useita indeksiominaisuuksiin sidottuja routivuuskriteereitä, joissa kuitenkin on huomattaviakin keskinäisiä eroja. Osasyynä tähän on varmasti yleisesti hyväksytyn standardoidun routanousukokeen menetelmän puuttuminen ja toisaalta routivuuden määrittelyn jättämä tulkinnanvara ”merkittävästä” jäälinssin muodostumisesta. Routiva/routimaton-luokitteluna esitetyt routivuuskriteerit on yleensä laadittu silmälläpitäen rakenteen pohjamaan routimisherkkyyttä. Niinpä näiden routivuuskriteerien suora soveltaminen radan rakennekerrosmateriaalien routimisherkkyyden arvioinnissa ei ole mielekäästä, koska kyse on pohjamaan sijaan *rakennekerrosmateriaaleista* ja vieläpä *rautatieympäristössä*, jolloin routimattomuusvaatimus on erittäin tiukka ja jäälinssin muodostuminen ”merkittävää” jo hyvin vähäisenäkin. Lisäksi kirjallisuudessa esitetyt routivuustutkimukset on miltei poikkeuksetta tehty *luonnollisilla maalajeilla*, jolloin materiaalien syntyavasta johtuvat hienoainesten laadulliset erot rajoittavat etenkin yleisimpien, hienoaineksen määrään sidottujen, routivuuskriteerien soveltamista *kalliomurskeissa*. Täten on tarpeellista tarkastella

kalliomurskeiden routimisherkkyyttä ja sen riippuvuutta hienoineksen määrästä ja laadusta kokeellisesti pyrkien nimenomaan radan rakennekerroksissa käytettäville murskeille pätevään routimattomuuskriteeriin. Kyseinen kriteeri lähtökohtana myös alusrakenteen kestoajan arviointi on mahdollista tulevaisuudessa saavutettavan hienonemiskehitystiedon myötä.

6.4 Jatkotutkimustarpeet

- Liikennekuormituksesta rakennekerrosmateriaaleihin kohdistuvaa rasitusta simuloivan laboratoriomittakaavaisen kuormitusjärjestelyn kehittäminen, mikä on edellytys hienonemiseen vaikuttavien tekijöiden tarkastelemiseksi.
- Kokeellinen tarkastelu hienoineksen määrän ja laadun vaikutuksesta kalliomurskeen routimisherkkyyteen pyrkimyksenä routimattomuuskriteerin hahmottaminen nimenomaan radan rakennekerroksissa käytettäville kalliomurskeille.
- Todellisessa kuormitusympäristössä olleiden raidesevelien ja niihin muodostuneiden hienoinesten analysointi mahdollisen kemiallisen rapautumisen havainnoimiseksi sekä muiden hienonemismekanismissa vaikuttavien tekijöiden merkittävyyden arvioimiseksi.
- Alusrakennemurskeen lujuusvaatimusten muuttaminen CEN-normissa määriteltäisiin testimenetelmiin sidotuiksi sekä raidesevelin ja alusrakennemurskeen rapautumisherkkyyksivaatimusten tarkentaminen.
- Luontaisen huokosilman konvektion sekä tuulen aiheuttaman konvektion vaikutusten poisraajamismahdollisuuksien kokeellinen ja laajennettu teoreettinen tarkastelu.
- Tukemiselle vaihtoehtoisten kunnossapitomenetelmien, etenkin 'stoneblowing'-menetelmän, käytön mielekkyyden selvittäminen.
- Tukikerroksen puhdistusrajan objektiivisten määrittämisperusteiden tarkastelu raidegeometrian mittausdatan, kenttähavaintojen ja raidesevelin laboratoriokeiden perusteella.

LÄHDELUETTELO

Adegoke, C.W., Chang, C.S. & Selig, E.T. (1979). Study of analytical models for track support systems. Transportation Research Record 733, pp. 12–19.

Alkio, R. & Vuorinen, J. (1997). Kiviaineksen rapautumisherkkyyden tutkimusmenetelmistä. VTT, Yhdyskuntatekniikka, Väylät ja ympäristö. Tutkimusraportti 425. Espoo. 31 s., 1 liite.

American Railway Engineering Association (AREA) (1992). Investigation into potential chemical weathering of railroad ballast (Committee 1–Roadway and Ballast). AREA Bulletin No. 736. Vol. 93, May, pp. 229–242.

American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA) (2002). Manual for railway engineering. Vol. 1, Track.

Anderson, D.M. (1989). Frost heave properties of soils. VTT Symposium 94, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13.–15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 1, pp. 105–125.

Anderson, D.M. & Tice, A.R. (1972). Predicting unfrozen water contents in frozen soils from surface area measurements. Highway Research Record. No. 393, pp. 12–18.

Anderson, D.M., Williams, P.J., Guymon, G.L. & Kane, D.L. (1984). Principles of soil freezing and frost heaving. Frost action and its control. Technical Council on Cold Regions Engineering Monograph. New York, American Society of Civil Engineers. Pp. 1–21.

Anderson, W.F. & Key, A.J. (2000). Model testing of two-layer railway track ballast. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 126, No. 4. pp. 317–323.

Baba, H.U. (1993). Factors influencing frost heaving of soils. PhD Thesis. University of Nottingham. 453 p.

Banverket (1996). Spårmekanisk analys. 30 Ton på Malmbanan/Ofofbanan, Underhåll, rapport 4.4. Banverket. 31 p., 5 app.

Banverket (1996b). Makadamballast för järnväg. Föreskrift BVH 585.52, 1996-03-01.

Banverket (1996c). Forsknings- och utvecklingsprojekt avseende betongbroars bärrighet. 30 Ton på Malmbanan, Infrastruktur, Rapport 3.3. Banverket & Tekniska Högskolan i Luleå. 51 p., 5 app.

Banverket (1996d). Quantification of track maintenance costs. 30 Ton på Malmbanan/Ofofbanan, Zeta-Tech, Rapport 5.1. Zeta-Tech & Jernbaneverket & Banverket. 64 p., 1 app.

Banverket (1996e). Geoteknisk inventering. 30 Ton på Malmbanan, Infrastruktur, Rapport 3.4. Banverket & J&W. 53 p., 14 app.

Banverket (1998). JärnvägsAMA, Banverkets komplement till AMA 83. BVH 581.15. 1998-07-01. Borlänge, Banverket. 199 p.

Bear, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. New York, Elsevier.

Behr, H. (1981). Criteria for the determination of the frost-susceptibility of soils in the Federal Republic of Germany. Frost i jord nr. 22, Frost susceptibility of soils, Criteria from several countries. Oslo, Norges teknisk-naturvitenskapelige forskningsråd og statens vegvesens utvalg for Frost i jord. Pp. 27–34.

Belt, J., Lämsä, V.P. & Ehrola, E. (2000). Sitomattoman kantavan kerroksen pysyvät muodonmuutokset. Tielaitoksen selvityksiä 60/2000. Helsinki, Tielaitos, Tiehallinto. 44 s. ja 14 liites.

Belt, J., Ryyänänen, T. & Ehrola, E. (1997). Mechanical properties of unbound base course. Proceedings of the 8th Conference on Asphalt Pavements, Seattle, USA. Vol. 1, pp. 771–781.

Boucher, D.L. & Selig, E.T. (1987). Application of petrographic analysis to ballast performance. Transportation Research Record 1131, pp. 15–25.

Brandl, H. (1980). The influence of mineral composition on frost susceptibility of soils. Proceedings of the 2nd International Symposium on Ground Freezing, Trondheim, Norway, June 24.-26, pp.815–823.

Canadian National (CN) Rail, Geotechnical Services (1987). Ballast performance in concrete tie track, Prairie region. Edmonton. Internal report. 130 s.

Canadian National (CN) Rail, Geotechnical Services (1990). Ballast failures in concrete tie track, Ashcroft subdivision. Edmonton. Internal report. 101 p.

Canadian Pacific (CP) Rail (1987). Appendix: CP Rail specification for ballast. Transportation Research Record 1131, pp. 59–63.

Carpenter, S.H. & Lytton, R.L. (1977). Thermal pavement cracking in West Texas. Texas Transportation Institute Research Report 18-4F, Study 2-8-73-18. Texas A&M University, College Station. 232 p.

Casagrande, A. (1932). A new theory of frost heaving: discussion. Highway Research Board, Proceedings of Annual Meeting. Vol 11, pp. 168–172.

Chamberlain, E.J. (1981). Frost susceptibility of soil, Review of index tests. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL) Monograph 81-2. Hanover, New Hampshire. 110 p.

Chamberlain, E.J. (1981b). Comparative evaluation of frost-susceptibility tests. Transportation Research Record 809, pp.42-52.

Chamberlain, E.J. (1986). Evaluation of selected frost-susceptibility test methods. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL) Report 86-14. Hanover, New Hampshire. 51 p.

Chamberlain, E.J. (1987). A freeze-thaw test to determine the frost susceptibility of soils. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL) Special Report 87-1. Hanover, New Hampshire. 90 p.

Chang, C.S., Adegoke, C.W. & Selig, E.T. (1980). GEOTRACK model for railroad track performance. Journal of the geotechnical engineering division. Vol. 106, No. GT11, Nov., pp. 1201-1218.

Cheung, L.W. (1994). Laboratory assessment of pavement foundation materials. PhD thesis. University of Nottingham. 223 p.

Chiang, C.C. (1989). Effects of water and fines on ballast performance in box tests. Master of Science Degree Project Report No. AAR89-366P. University of Massachusetts at Amherst, Department of Civil Engineering. 155 p.

Chrismer, S.M. (1985). Considerations of factors affecting ballast performance. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report No. WP 110. 48 p.

Chrismer, S.M. (1988). Recent developments in predicting ballast life and economics. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report No. WP-132. 30 p.

Chrismer, S.M. (1989). Track surfacing with conventional tamping and stone injection. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report R-719.

Chrismer, S.M. (1994). Guidelines for the selection of ballast material and maintenance technique. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report No. R-876. 55 p.

Chrismer, S. (1998). Track substructure research at TTCI. Proceedings of 1998 Track & Structures Conference, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA), Chicago, Illinois, 14.-16.9.1998, pp. 517-536.

Chrismer, S.M. & Selig, E.T. (1994). Mechanics-based model to predict ballast-related maintenance timing and costs. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report No. R-863. 145 p.

Chrismer, S.M., Selig, E.T., Laine, K. & DelloRusso, V. (1991). Ballast durability test at Sibley, Missouri. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago, Report No. R-801.

Clifton, A.W., Klassen, M.J. & Watters, B.R. (1987). Production and testing of ballast. Transportation Research Record 1131, pp. 26–34.

Collingwood, B.I. (1988). An investigation of the causes of railroad ballast fouling. Master of Science Degree Project Report No. AAR88-350P. University of Massachusetts, Department of Civil Engineering. 109 p.

Croney, D. & Jacobs, J. (1967). The frost susceptibility of soils and road materials. Road Research Laboratory, Ministry of Transport, RRL Report LR 90. 24 p., figs.

Csathy, T.I. & Townsend, D.L. (1962). Pore size and field frost performance of soils. Highway Research Board Bulletin. No. 331, pp. 67–80.

Devulapally, R.R.V. (1993). Laboratory investigation on the effects of heavy axle loads on settlement and degradation of ballast. Master of Science Degree Project Report No. AAR93–404P. University of Massachusetts at Amherst, Department of Civil Engineering. 199 p.

Ducker, A. (1956). Is there a dividing line between non-frost-susceptible and frost-susceptible soils? Strasse Und Autobahn. Vol. 3, pp. 78-82. Technical Translation 722, National Research Council of Canada (1958).

Ebersöhn, W., Trevizo, M.C. & Selig, E.T. (1993). Effect of low track modulus on track performance. Proceedings of the Fifth International Heavy Haul Railway Conference, Beijing, China 6.–13. June, pp. 379-388.

Edris, E.V. & Lytton, R.L. (1976). Dynamic properties of subgrade soils including environmental effects. Research Report 164-3. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station.

Ehrola, E. (1974). Tierakenteen lämpötiloista. Oulun Yliopisto, Tie- ja maarakennustekniikan laitos, Julkaisu 22. 20 s., 8 liitettä.

Ehrola, E. (1996). Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Helsinki, Rakennustieto Oy. 365 s.

Eisenmann, J., Leykauf, G. & Mattner, L. (1993). Deflection and settlement behaviour of ballast. Proceedings of the Fifth International Heavy Haul Railway Conference, Beijing, China 6.-13. June, pp. 193–198.

Embleton, C. & King, C.A.M. (1975). Periglacial geomorphology. London, Edward Arnold. 203 p.

Embleton, C. & Thornes, J. (1979). Process in geomorphology. London, Edward Arnold. 423 p.

EN 13242 (2002). Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction. CEN. 38 p.

EN 13450 (2002). Aggregates for railway ballast. CEN. 34 p.

Esveld, C. (1993). Uniform ballast assessment criteria. Rail Engineering International. No. 2/1993, pp 11–13.

Esveld, C. (2001). Modern railway track. Second edition. MRT-Productions, The Netherlands. 654 p.

European Rail Research Institute (1991). Studying the current quality of ballast and acceptance conditions. ERRI Report D182/ RP1. Utrecht. 41 p., 15 app.

European Rail Research Institute (1991b). Assessment of ballast condition in the track. ERRI Report D 182 / RP2. Utrecht. 33 p., 44 app.

European Rail Research Institute (1993). Determining the properties of ballast material using a simulation test with Vibrogir. ERRI Report D182/ DT289. Utrecht. 30 p., 8 app.

European Rail Research Institute (1994). Determining the criteria for ballast durability using triaxial tests. ERRI Report D182/ RP3. Utrecht. 71 p., 13 app.

European Rail Research Institute (1995). Standardized technical specifications and description of the quality assurance system for railway ballast. ERRI D 182; Unified assessment criteria for ballast quality and methods for assessing the ballast condition in the track, Report No. 4. Utrecht. 18 p., 31 app.

Fair, G.M. & Hatch, L.P. (1933). Fundamental factors governing the streamline flow of water through sand. Journal of American Water Works Association. Vol. 25, pp. 1551–1565.

Farouki, O.T. (1986). Thermal properties of soils. Series on Rock and Soil Mechanics. Vol. 11. Trans Tech Publications. 136 p.

Fookes, P.G., Gourley, C.S. & Ohikere, C. (1988). Rock weathering in engineering time. Quarterly Journal of Engineering Geology. Vol. 21, pp. 33–57.

Friberg, P. & Slunga, E. (1989). Maalajien routivuuskriteerien kehittäminen. Teknillinen korkeakoulu, Rakennetekniikan laitos, Pohjarakennus ja maamekaniikka. Otaniemi. 130 s.

Gaskin, P.N. & Raymond, G.P. (1973). Pore size distribution as a frost susceptibility criterion. Proceedings, Symposium on frost action on roads, Oslo. Vol. 1, pp. 295–309.

Gaskin, P.N. & Raymond, G.P. (1976). Contribution to selection of railroad ballast. ASCE Transportation Engineering Journal. Vol. 102, No. TE2, May, pp. 377–394.

Gleason, K.J., Krantz, W.B. & Caine, N. (1988). Parametric effects in the filtration free convection model for patterned ground. Proceedings of the Fifth International Conference on Permafrost, Trondheim, Norway, August 2–5. Vol. 1, pp. 349–354.

Goering, D.J. (1998). Experimental investigation of air convection embankments for permafrost-resistant roadway design. Proceedings of the 7th International Permafrost Conference, Yellowknife, Canada, June 23–27, pp. 318–326.

Goering, D.J., Instanes, A. & Knudsen, S. (2000). Convective heat transfer in railway embankment ballast. Ground Freezing 2000, Proceedings of the International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils, Louvain-La-Neuve, Belgium, 11–13 September, pp. 31–36.

Goering, D.J. & Kumar, P. (1996). Winter-time convection in open-graded embankments. Cold Regions Science and Technology. Vol. 24, pp. 57–74.

Goldich, S.S. (1938). A study in rock weathering. Journal of Geology 46 (1), pp. 17–58.

Grim, R.E. (1951). Relation of frost action to the clay mineral composition of soil materials. Symposium on Frost Heave and Frost Action in Soils, Highway Research Board Special Publication.

Guthrie, W.S., Hermansson, Å. & Scullion, T. (2002). Determining aggregate frost susceptibility with the Tube Suction Test. Paper presented at the American Society of Civil Engineers 11th International Conference on Cold Regions Engineering, University of Alaska, Anchorage, May 20–22.

Guthrie, W.S. & Hermansson, Å. (2003). Frost heave and water uptake relations in variably saturated aggregate base materials. Transportation Research Board 82nd Annual Meeting, Washington, D.C., January 12–16. Paper No. 03-4391. 22 p.

Han, X. (1998). Evaluation of ballast materials based on ballast particle characteristics and functions. PhD Thesis. University of Massachusetts, Department of Civil and Environmental Engineering. 167 p.

Han, X. & Selig, E.T. (1997). Effects of fouling on ballast settlement. Proceedings of the 6th International Heavy Haul Railway Conference, Cape Town, South Africa, April, pp. 257–268.

Hendrickson, L.G. & Shumway, R.D. (1973). Analysis of questionnaire on aggregate degradation. Highway Research Circular. No. 144, pp. 1–9.

Henry, K.S. (2000). A review of the thermodynamics of frost heave. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory Technical Report ERDC/CRREL TR-00-16. Hanover, New Hampshire. 19 p.

Hermansson, Å. (2002). Modeling of frost heave and surface temperatures in roads. Doctoral thesis. Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, 2002:13.

Highway Research Board Committee on Frost Heave and Frost Action in Soil (1955). Highway Research Board Bulletin. No. 111, pp. 107–110.

Horiguchi, H. (1985). Determination of unfrozen water content by DSC. Proceedings of the Fourth International Symposium on Ground Freezing, Sapporo, 5-7 August, pp. 33-38.

ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) Technical Committee on Frost, TC-8 (1989). Work report 1985-1989. VTT Symposium 94, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 1, pp. 15-70.

Jefferies, N.P. & Johnson, D.M. (1990). Ballast cleaning refinements save stone. *Railway Gazette International*. May, pp. 359-361.

Jeffs, T. (1989). Towards ballast life cycle costing. Proceedings of the Fourth International Heavy Haul Railway Conference, Brisbane, 11-15 September, pp. 439-445.

Jernbaneverket (1999). Laerebok i jernbaneteknikk, L521, Kapittel 6, Frost. Utgitt 15.09.1999. 39 p.

Jernbaneverket (1999b). Laerebok i jernbaneteknikk, L534, Kapittel 7, Ballastrensing. Forelopig utgave. 17 s.

Jernbaneverket (2000a). Teknisk regelverk JD 530, Overbygning, Ballast - Regler for prosjektering. Utgitt 01.01.00. 13 p.

Jernbaneverket (2000b). Teknisk regelverk JD 520, Underbygning, Ballast - Regler for prosjektering og bygging. Utgitt 01.01.00. 17 p.

Jessberger, H.L., Jagow, R. (1989). Determination of frost susceptibility of soils. VTT Symposium 95, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 2, pp. 449-469.

Johansen, O. (1975). Varmeledningsevne av jordarter. Institute for Kjøleteknikk, Trondheim, Norge. 231 p. Draft translation 637: Thermal conductivity of soils. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL), 1977. Hanover, New Hampshire. 291 p.

Johansen, O. (1975b). Thermal conductivity of soil and rock. Frost i jord nr. 17, October. Oslo, Norges teknisk-naturvitenskapelige forskningsråd og statens vegvesens utvalg for Frost i jord. Pp. 13-22.

Johnson, D.M. (1983). The introduction of British Rail's stoneblowing technique as an alternative to tamping. *American Railway Engineering Association (AREA) Bulletin* 693. Vol. 84, October, pp. 329-346.

Jones, R.H. (1985). Prevention of frost heave damage. Proceedings of the 2nd Symposium on Unbound Aggregates in Roads (UNBAR 2), pp. 13-18.

Jones, R.H. (1987). Developments in the British Approach to prevention of frost heave in pavements. *Transportation Research Record* 1146, pp. 33-40.

Jones, R.H. & Baba, H.U. (1997). Suction characteristics and frost heave of cohesive soils. *Ground Freezing 97*, Proceedings of the International Symposium on ground freezing and frost action in soils, Luleå, Sweden, 15-17 April, pp. 235-240.

Jones, R.H. & Lomas, K.J. (1983). The frost susceptibility of granular materials. *Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost*, Fairbanks, Alaska, July 17-22, pp. 554-559.

Jones, R.H. & Lomas, K.J. (1984). A comparison of methods of assessing frost susceptibility. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*. No. 29, pp. 387-391.

Kane, D.L, Hinkel, K.M., Goering, D.J., Hinzman, L.D. & Outcalt, S.I. (2001). Non-conductive heat transfer associated with frozen soils. *Global and Planetary Change*. Vol. 29, Issues 3-4, June, pp. 275-292.

Kauranne, L.K., Gardemeister, R., Korpela, K. & Mälkki, E. (1972). *Rakennusgeologia II* 304. Otaniemi, Teknillisen korkeakoulun ylioppilaskunta. 530 s.

Kennedy, J.C. Jr. & Prause, R.H. (1978). Development of multilayer analysis model for tie-ballast track structures. *Transportation Research Record* 694, pp. 39-46.

Kersten, M.S. (1949). *Thermal properties of soils*. University of Minnesota, Engineering Experiment Station, Bulletin 28.

Klassen, M.J., Clifton, A.W. & Watters, B.R. (1987). Track evaluation and ballast performance specifications. *Transportation Research Record* 1131, pp. 35-44.

Knutsson, S., Domaschuk, L. & Chandler, N. (1985). Analysis of large scale laboratory and in situ frost heave tests. *Proceedings of the Fourth International Symposium on Ground Freezing*, Sapporo, 5-7 August, pp. 65-70.

Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. PhD thesis. Tampere University of Technology, Publications 223. 188 p., 13 app.

Kolisoja, P., Järvenpää, I., Mäkelä, E. & Levomäki, M. (2000). Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 5/2000. Helsinki, Ratahallintokeskus, Tekninen yksikkö. 137 s., 3 liitettä.

Kolisoja, P., Levomäki, M., Mäkelä, E. & Niskanen, P. (1999). Radan alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6/1999. Helsinki, Ratahallintokeskus, Tekninen yksikkö. 135 s.

Konrad, J.-M. (1980). Frost heave mechanics. Ph.D. Thesis. Edmonton, University of Alberta. 405 p., 67 app.

Konrad, J.-M. (1999). Frost susceptibility related to soil index properties. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 36, pp. 403-417.

Konrad, J.-M. (2000). Assessment of subgrade frost susceptibility from soil index properties. *Ground Freezing 2000, Proceedings of the International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils*, Louvain-La-Neuve, Belgium, 11-13 September, pp. 89-94.

Konrad, J.-M. & Morgenstern, N.R. (1980). A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 17, pp. 473-486.

Konrad, J.-M. & Morgenstern, N.R. (1981). The segregation potential of a freezing soil. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 18, pp. 482-491.

Konrad, J.-M. & Morgenstern, N.R. (1982). Prediction of frost heave in the laboratory during transient freezing. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 19, pp. 250-259.

Kujala, K. (1985). RIL 157-I Geomekaniikka I, luku 5: Maan koostumus ja rakenne. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. Ss. 75-90.

Kujala, K. (1989). Unfrozen water content of Finnish soils measured by NMR. *VTT Symposium 94, Frost in geotechnical engineering*, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 1, pp. 301-310.

Kujala, K. (1991). Factors affecting frost susceptibility and heaving pressure in soils. PhD thesis. *ACTA Universitatis Ouluensis Series C 58*. 99 p., 5 app.

Kujala, K. (1994). Routanousun mallintaminen, Kirjallisuusselvitys. Tielaitoksen tutkimuksia 2/1994. Oulu, Tielaitos, Geokeskus, Oulun kehitysyksikkö. 135 s.

Ladanyi, B. & Shen, M. (1989). Mechanics of freezing and thawing in soils. *VTT Symposium 94, Frost in geotechnical engineering*, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 1, pp. 73-103.

Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). *Soil mechanics*, SI version. Wiley, New York. 553 p.

Lambe, T.W., Kaplar, C.W. & Lambie, T.J. (1969). Effect of mineralogical composition of fines on frost susceptibility of soils. *U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory Technical Report 207*. 31 p.

Lapwood, E.R. (1948). Convection of a fluid in a porous medium. *Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*. Vol. 44, pp. 508-521.

Lekarp, F. (1997). Permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Licentiate Thesis*. Royal Institute of Technology, Department of Infrastructure and Planning. 78 p.

Lixin, Z., Xiaozu, X., Yousheng, D. & Zhaoxiang, Z. (1998). Study of the relationship between the unfrozen water content of soil and pressure. Proceedings of the 7th International Permafrost Conference, Yellowknife, Canada, June 23-27, pp. 1223-1226.

Loch, J.P.G. (1981). State-of-the-art report – frost action in soils. Engineering Geology. Vol. 18, pp. 213-224.

Lovell, C.W. (1983). Frost susceptibility of soils. Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost, Fairbanks, Alaska, July 17-22, pp. 735-739.

Lunardini, V.J. (1982). Freezing of soil with surface convection. Proceedings of The Third International Symposium on Ground Freezing, Hanover, New Hampshire, U.S.A, 22-24 June, pp. 205-212.

Lunardini, V.J. (1998). Effect of convective heat transfer on thawing of frozen soil. Proceedings of the 7th international Permafrost Conference, Yellowknife, Canada, June 23-27, pp. 688-695.

Lutenegger, A.J. & Gerato, A.B. (2001). Surface area and engineering properties of fine-grained soils. Proceedings of the 15th International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1, pp. 603-606.

McMichael, P.L. (1991). The economics of stoneblowing for the maintenance of way. Proceedings of the International heavy haul railway conference, Vancouver, B.C., Canada, June, pp. 98-104.

Mekechuk, J. (1991). Advanced ballast technology. Lecture material. 89 p. Julkaisematon

Miedl, D.W. (1993). Hydraulic conductivity of railway ballast. Master of Engineering thesis. University of Saskatchewan. 179 p.

Miller, R.D. (1972). Freezing and heaving of saturated and unsaturated soils. Highway Research Record. No. 393, pp. 1-11.

Miller, R.D. (1977). Lens initiation in secondary heaving. Proceedings, International Symposium on Frost Action in Soils, University of Luleå, Sweden. Vol. 1, pp. 68-74.

Miller, R.D. (1978). Frost heaving in non-colloidal soils. Proceedings of the 3rd International Conference on Permafrost, Edmonton, July 10-13, pp. 708-713.

Mitchell, J.K. (1976). Fundamentals of soil behavior. New York, John Wiley & Sons.

Mäkelä, E. & Kolisoja, P. (2001). Ratarumpututkimus, Instrumentointi ja mittaukset. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 8/2001. Helsinki, Ratahallintokeskus, Kunnossapitoyksikkö. 72 s., 2 liitettä.

Mäkelä, E. & Kolisoja, P. (2002). Ratarummun instrumentointi ja mallinnus – mallinnus. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2002. Helsinki, Ratahallintokeskus, Kunnossapitoyksikkö. 170 s., 8 liites.

Newman, G.B. & Lam, L. (2000). Simple application of a convective heat transfer boundary in a FEM freezing analysis. Ground Freezing 2000, Proceedings of the International Symposium on Ground Freezing and Frost Action in Soils, Louvain-La-Neuve, Belgium, 11-13 September, pp. 205-216.

Nield, D.A. & Bejan, A. (1992). Convection in porous media. New York, Springer-Verlag. 546 p.

Nieminen, P. (1985). Moreenin hienoaineksen laatu ja sen vaikutus routimisherkkyyteen. Väitöskirja. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Julkaisuja 34. 92 s., 12 liites.

Nieminen, P. (1989). Porosity and related properties of frost susceptible tills. VTT Symposium 95, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol 2, pp. 557-564.

Nieminen, P. & Jäniskangas, T. (1990). Päälystekiviaineksen rapautuminen ja sen arviointi. Asfalttipäälysteiden tutkimusohjelma ASTO 1987-1992. Espoo, VTT, tie- ja liikennelaboratorio n:o 812. 46 s., 1 liite.

Nieminen, P. & Kellomäki, A. (1982). Moreenin hienoaineksen huokoisuudesta. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennusgeologia, Raportti 10. 123 s.

Nieminen, P. & Pylkkänen, K. (1987). Päälystekiviainestutkimus osa 1, Hienoaineksen laatu. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennusgeologia, Raportti 15. 19 s., 12 liites.

Nieminen, P., Salomaa, R. & Uusinoka, R. (1985). The use of specific surface area, pore volume, and pore area in evaluating the degree of weathering of fine particles: an example from Lauhanvuori, western Finland. Fennia 163:2, pp. 373-377.

Nieminen, P. & Uusinoka, R. (1984). The quality of fine fractions in engineering-geological properties of crushed aggregate. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennusgeologia, Raportti 13. 11 s.

Niini, H. & Uusinoka, R. (1978). Weathering of Precambrian rocks in Finland. Proceedings of the 3rd International Congress of the International Association of Engineering Geology (IAEG), 4.-8. September. Sec. II, Vol. 1, pp. 77-83.

Nixon, J.F. (1982). Field frost heave predictions using the segregation potential concept. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 19, pp. 526-529.

Norman, G.M. (1982). Ballast box experiments for evaluating ballast field performance. Master of Science Degree Project Report FRA82-291P. University of Massachusetts at Amherst, Department of Civil Engineering. 165 p.

Norman, G.M. & Selig, E.T. (1983). Ballast performance evaluation with box tests. American Railway Engineering Association (AREA) Bulletin 692. Vol. 84, May, pp. 206-239.

Nurmikolu, A. (2000). Raidesepelin lujuuden vaikutus tukikerroksen kestoikään. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 4/2000. Helsinki, Ratahallintokeskus, Tekninen yksikkö. 93 s., 34 liites.

Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. (2001). Routalevyjen kunnan esiselvitys rataosuudella Kannus–Oulu. TTKK, Geotekniikan laboratorio. Julkaisematon. 10 s.

Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. (2002). Ratarakenteen routasuojaus. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 1/2002. Helsinki, Ratahallintokeskus, Kunnossapitoyksikkö. 101 s., 1 liite.

Onalp, A. (1970). The mechanisms of frost heave in soils with particular reference to chemical stabilization. Ph.D. thesis. University at Newcastle-upon-Tyne.

Phukan, A. (1993). Frost heave theories and design measures against frost heave. Proceedings of the 2nd International Symposium on Frost in Geotechnical Engineering, Anchorage, USA, 28 June - 1 July, pp. 173-189.

Pintner, R.M., Vinson, T.S. & Johnson, E.G. (1987a). Quantity of fines produced during crushing, handling and placement of roadway aggregates. Geotechnical Testing Journal. Vol. 10, No. 4, December, pp. 165-172.

Pintner, R.M., Vinson, T.S. & Johnson, E.G. (1987b). Nature of fines produced in aggregate processing. Journal of Cold Regions Engineering. Vol. 1, No. 1, March, pp. 10-21.

Prause, R.H. & Kish, A. (1978). Statistical description of service loads for concrete crosstie track. Transportation Research Record 694, pp. 30-38.

Ratahallintokeskus (1998). Sepelitukikerroksen laadun tutkimusohje. 18.3.1998. 2 s.

Ratahallintokeskus (1999). Rautateiden maarakennustöiden yleinen työselitys (RMYTL), osa 5, Maaleikkaus- ja pengerrystyöt. Helsinki, Ratahallintokeskus. 65 s.

Ratahallintokeskus (2001). Raidesepelin tekniset toimitusehdot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja D11. Helsinki. 32 s.

Ratahallintokeskus (2002). Ratateknilliset määräykset ja ohjeet (RAMO), osa 3, Radan rakenne. Helsinki, Ratahallintokeskus. 31 s., 2 liitettä.

Raymond, G.P. (1985). Analysis of track support and subgrade stability. Lecture notes. 22 p.

Raymond, G.P. (1985b). Research on railroad ballast specification and evaluation. Transportation Research Record 1006, pp. 1-8.

Raymond, G.P. (1987). Subgrade and ballast requirements for 125-ton cars. Transportation Research Record 1131, pp. 64-73.

Raymond, G.P. (2000). Track and support rehabilitation for a mine company railroad. Canadian Geotechnical Journal. Vol 37., pp. 318-332.

Raymond, G.P., Boon, C.J. & Lake, R.W. (1979). Ballast selection and grading: A summary report. Kingston, Canadian Institute of Guided Ground Transport (GIGGT). 50 p.

Raymond, G.P. & Bathurst, R.J. (1987). Performance of Large-Scale Model Single Tie-Ballast Systems. Transportation Research Record 1131, pp. 7-14

Raymond, G.P. & Bathurst, R.J. (1994). Repeated-load response of aggregates in relation to track quality index. Canadian Geotechnical Journal. Vol 31., pp. 547-554.

Raymond, G.P. & Davies, J.R. (1978). Triaxial tests on a dolomite railroad ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 104, No. GT6, June, pp. 737-751.

Raymond, G.P. & Diyaljee, V.A. (1979). Railroad ballast load ranking classification. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105, No. GT10, October, pp. 1133-1153.

Raymond, G.P. & Diyaljee, V.A. (1979b). Railroad ballast sizing and grading. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105, No. GT5, May, pp. 676-681.

Raymond, G.P. & Gaskin, P.N. (1976). Contribution to selection of railroad ballast. Transportation Engineering Journal. Vol. 102, No. TE2, May, pp. 377-394.

Raymond, G.P. & Williams, D.R. (1978). Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 104, No. GT7, July, pp. 1013-1029.

Reed, M.A., Lovell, C.W., Altschaeffl, A.G. & Wood, L.E. (1979). Frost-heaving rate predicted from pore-size distribution. Canadian Geotechnical Journal. Vol 16., pp. 463-472.

Reiche, P. (1950). A survey of weathering processes and products. New Mexico University Publication in Geology, 3. University of New Mexico Press. 94 p.

Reinschmidt, A.J., Selig, E.T., Klassen, M.J. & Chrismer, S.M. (1989). Development of a performance specification for ballast in the North American railroad freight

environment. Proceedings of the Fourth International Heavy Haul Railway Conference, Brisbane, 11-15 September, pp. 462-466.

Reissberger, K. (1998). Track, part of the system "railway". Lecture material, Nordic railway seminar 1998. 46 p. Julkaisematon.

Reissberger, K. & Wenty, R. (1993). Track quality – key to load bearing capacity and efficient maintenance. Proceedings of the Fifth International Heavy Haul Railway Conference, Beijing, China 6.-13. June, pp. 349-360.

Rieke, R., Vinson, T.S. & Mageau, D.W. (1983). The role of specific surface area and related index properties in the frost heave susceptibility of soils. Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost, Fairbanks, Alaska, July 17-22, pp. 1066-1071.

Robnett, Q., Thompson, M., Hay, W.W. et al. (1975). Technical data bases report – Ballast and foundation materials research program. U.S. Department of Transportation, Federal Railroad Administration, Report No. FRA/OR&D-76-138. 179 p.

Roe, P.G. & Webster, D.C. (1984). Specification for the TRRL frost-heave test. Transport and Road Research Laboratory Supplementary Report 829. 39 p.

Roenfeldt, M.A. (1980). A Study of mechanical degradation of a coarse aggregate subject to repeated loading. Master of Science Thesis. University of Missouri-Rolla. 77 p.

Ryynänen, T. (1994). Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen. Loppuraportti. Tielaitoksen selvityksiä 53/1994. Oulu, Tielaitos, Geokeskus, Oulun kehitysyksikkö. 63 s. + 6 liites.

Ryynänen, T., Kotimäki, H. & Belt, J. (1993). Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen. Esitutkimus. Tielaitoksen selvityksiä 34/1993. Oulu, Tielaitos, Geokeskus, Oulun kehitysyksikkö. 71 s. + 16 liites.

Saarenketo, T. (1995a). Tiemateriaalien ja pohjamaan sähköiset ominaisuudet jäätymis-sulamisprosessissa. Routa ja tienrakennus, koulutustilaisuus Torniossa 14.-15.11.1995. 25 s.

Saarenketo, T. (1995b). The use of dielectric conductivity measurements and ground penetrating radar for frost susceptibility evaluations of subgrade soils. Proceedings of the Symposium on the Application of Geophysics to engineering and Environmental Problems, Orlando, Florida, April 23-26, pp. 73-85.

Saarenketo, T. (2000). Tube suction test – sitomattomilla murskeilla suoritettujen rengastestien tulokset. Tielaitoksen selvityksiä 20/2000. Rovaniemi, Tiehallinto, Lapin tiepiiri. 42 s.

Saarenketo, T., Kolisoja, P., Vuorimies, N., Yliheikkilä, T. & Ylitapio, S. (2000). Kantavan kerroksen murskeen imupaine- ja muodonmuutosominaisuudet: Osat I & II. Tampereen teknillinen korkeakoulu, geotekniikan laboratorio, Julkaisu 51. 170 s.

Saarenketo, T. & Nieminen, P. (1989). Frost damage in road materials in Kittilä, Northern Finland. VTT Symposium 95, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol. 2, pp. 709-719.

Saarenketo, T. & Scullion, T. (1996). Laboratory and GPR tests to evaluate electrical and mechanical properties of Texas and Finnish base course aggregates. Proceedings of the 6th International Conference on Ground Penetrating Radar, Sendai, Japan, pp. 477-482.

Saetersdal, R. (1976). Jordarters telefarlighet. Frost i jord nr. 17, Sikring mot teleskader, Kapittel V. Oslo, Norges teknisk-naturvitenskapelige forskningsråd og statens vegvesens utvalg for Frost i jord. Pp. 123-152.

Scullion, T. & Saarenketo, T. (1997). Using suction and dielectric measurements as performance indicators for aggregate base materials, Transportation Research Record 1577, pp. 37-44.

Selig, E.T. (2000) Ballast maintenance considerations. AREMA Roadbed stabilization and ballast symposium., St. Louis, Missouri, November.

Selig, E.T. & Boucher, D.L. (1990). Abrasion tests for railroad ballast. Geotechnical Testing Journal. Vol. 13, No. 4, December, pp 301-311.

Selig, E.T., Collingwood, B.I. & Field, S.W. (1988). Causes of fouling in track. AREA Bulletin 717. October, pp. 381-398.

Selig, E.T. DelloRusso, V. & Laine, K.J. (1992). Sources and causes of ballast fouling. Report No. R-805. Association of American Railroads (AAR), Technical Center, Chicago. 21 p., 35 app.

Selig, E.T., Parsons, B.K. & Cole, B.E. (1993). Drainage of railway ballast. Proceedings of the Fifth International Heavy Haul Railway Conference, Beijing, China 6.-13. June, pp. 200-206.

Selig, E.T., & Roner, C.J. (1987). Effects of particle characteristics on behaviour of granular material. Transportation Research Record 1131, pp. 1-6.

Selig, E.T. & Waters, J.M. (1994). Track geotechnology and substructure management. London, Thomas Telford Publications. 407 p.

Senior, S.A. & Rogers, C.A. (1991). Laboratory tests for predicting coarse aggregate performance in Ontario. Transportation Research Record 1301, pp. 97-106.

Simon, R.M., Edgers, L. & Errico, J.V. (1983). Ballast and subgrade requirements study; Railroad track substructure – materials evaluation and stabilization practices. U.S. Department of Transportation, Federal Railroad Administration, Report No. FRA/ORD-83/04.1. 386 p.

Sletten, R.S. (1993). Laboratory simulation of dolomite and limestone dissolution: rates, yield and mineralogy of fine-grained residue. Proceedings of the 6th International Conference on Permafrost, Beijing, July 5-9. Vol. 1, pp. 580-585.

Stewart, H.E., Selig, E.T. & McMahon, D.R. (1983). Maintenance effects on ballast physical state. American Railway Engineering Association (AREA) Bulletin 693. Vol. 84, October, pp. 367-388.

Sundberg, J. (1988). Thermal properties of soils and rocks. Dissertation. Göteborg, Sweden, Chalmers University of Technology and University of Göteborg, Publ. A 57.

Takagi, S. (1979). Segregation freezing as the cause of suction force for ice lens formation. Proceedings of the First International Symposium on Ground Freezing, Bochum, March 8-10, pp. 93-100.

Takagi, S. (1980). The adsorption force theory of frost heaving. Cold Regions Science and Technology. Vol. 3, pp. 57-81.

Thom, N.H. (1988). Design for road foundations. PhD Thesis, University of Nottingham. 307 p.

Tielaitos (1999). Uudet mittaus- ja tutkimusmenetelmät rakenteen parantamisen suunnittelussa (MISU-projekti). Tielaitoksen selvityksiä 23/1999. Oulu, Tielaitos, Tuotannon T&K. 47 s.

Trevizo, M.C. (1997). FAST heavy axle load ballast test results. Association of American Railroads (AAR), Transportation Technology Center, Pueblo, Report No. R-914. 35 s.

Turunen, A. (1986). Raidesepelin lujuuden arviointi haurauskokeen perusteella. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto. 53 s., 19 liites.

TVL (1985). Teiden suunnittelu. TVL:n ohjeet. Kansio B, osa IV Tien rakenne. Tie- ja vesirakennushallitus.

Ullidtz, P. (1998). Modelling flexible pavement response and performance. Denmark, Polyteknisk Forlag. 205 p.

University of Waterloo, Ontario, Canada, Microelectronics Heat Transfer Laboratory (1997). Fluid properties calculator. [verkkolaskuri] [viitattu 3.1.2003] Saatavissa: <http://www.mhlt.uwaterloo.ca/old/onlinetools/airprop/airprop.html>.

Uusi-Luomalahti, P. (1994). Raidesepeliksi soveltuvan kiviaineksen laatuvaatimukset. Diplomityö. Tampereen teknillinen korkeakoulu, rakennustekniikan osasto. 97 s., 19 liites.

Uusinoka, R. (1975). A study of the composition of rock-gouge in fractures of Finnish Precambrian bedrock. Commentationes Physico-Mathematicae. Helsinki, Societas Scientiarum Fennica. (Ph.D. thesis). Vol. 45, No. 1, March. 101 p.

Uusinoka, R. (1976). Yleinen maaperägeologia, 1. osa, Kulutusprosessit. Helsingin yliopisto, Geologian ja paleontologian laitos. Moniste N:o 2. 83 s.

Uusinoka, R. (1981). Yleinen maaperägeologia, 2. osa, Sedimentit ja sedimentaatio-prosessit. Helsingin yliopisto, Geologian ja paleontologian osasto. Moniste N:o 6. 272 s.

Uusinoka, R. (1983). Rapautumisilmiöt kallioperässä. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennusgeologia, Raportti 12. 28 s.

Uusinoka, R. (1986). Hienojakoisen aineksen mineraalikoostumus ja sen selvittäminen röntgenanalyysillä. Luentomateriaali TTKK:n täydennyskoulutuskurssilla: Mineraali-aineksen laatu ja sen merkitys rakentamisessa, 10.-11.2.1986. 25 s.

Uusinoka, R. (1990). Rapautumisen ja rapautumisalttiuden merkitys päällysteessä. Rakennusgeologinen yhdistys ry:n julkaisuja Vol. 19, pp. V/1- V/12.

Uusinoka, R., Ihalainen, P. & Peltonen, P. (1990). Petrographic and textural analyses of crystalline silicate aggregate for road pavement subjected to wear by studded tires. Proceedings of the VI International Congress of International Association of Engineering Geology, Amsterdam 6.-10. August. Rotterdam: A.A. Balkema. Vol. 4, pp. 3131-3135.

Uusinoka, R. & Nieminen, P. (1986). Mercury porosimetry in predicting the quality of rock aggregate in road base. Proceedings of the 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, 20.-25. October. Rotterdam, A.A. Balkema. Theme 5.4.13, pp.1697-1701.

Uusinoka, R. & Nieminen P. (1988). Frost shattering of rocks in the light of porosity. Proceedings of the Fifth International Conference on Permafrost, Trondheim, Norway, August 2-5, Vol. 1, pp. 872-875.

Van Loon, W.K.P. & Zeilmaker, J. (1989). The influence of soil physics and chemical parameters on frost behaviour of granular materials. VTT Symposium 94, Frost in geotechnical engineering, Saariselkä, Finland, 13-15.3.1989. Espoo, VTT. Vol. 1, pp. 341-352.

Vinson, T.S., Ahmad, F. & Rieke, R. (1987). Factors important to the development of frost heave susceptibility criteria for coarse-grained soils. Transportation Research Record 1089, pp. 124-131.

Vinson, T.S., Pintner, R.M., Johnson, E.G. (1986). Determination of fines produced during crushing, handling and placement of aggregates employed in roadway construction. Oregon State University, Transportation Research Institute, Report No. FHWA-AK-RD-87-12. 65 p.

VR (1995). Raidesepelin laatuvaatimukset 1995. 30.6.1995. 30 s.

VTT (1993). Murskatun materiaalin kelpoisuus eristehiekkaa korvaavaksi materiaaliksi. Tutkimusselostus N:OTGL1432/93. Tie-, geo- ja liikennetekniikan laboratorio. 28 s. Julkaisematon.

Watters, B.R., Klassen, M.J. & Clifton, A.W. (1987). Evaluation of ballast material using petrographic criteria. Transportation Research Record 1131, pp. 45-58.

Yoo, T.-S. & Selig E.T. (1979). Field observations of ballast and subgrade deformations in track. Transportation Research Record 733, pp. 6-12.

Zeng Shugu & Zhang Wensheng (1993). Ballast and ballastbed of heavy haul railway track. Proceedings of the Fifth International Heavy Haul Railway Conference, Beijing, China 6.-13. June, pp. 228-235.

1/2000	Rataverkko 2020 -ohjelman väliraportti
2/2000	Bantrummor, 250 kN och 300 kN axellaster
3/2000	Liikkuvan kaluston kirjallisuustutkimus
4/2000	Raidesepelin lujuuden vaikutus tukikerroksen kestoikään
5/2000	Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
6/2000	Väliraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen ratateknisistä tutkimuksista
7/2000	Intermediate Report, 250 kN and 300 kN axle loads
8/2000	Ratatekniset määräykset ja ohjeet -julkaisun käytettävyydestä tutkimus
9/2000	Ratakapasiteetin perusteet
10/2000	Instrumentation and Modelling of Track Structure, 250 kN and 300 kN axle loads
11/2000	Rautatieonnettomuuksien sisäiset ja ulkoiset kustannukset
12/2000	Internal and External Costs of Railway Accidents
1/2001	Rataverkko 2020 -suunnitelma
2/2001	XPS-routaeristelevyt ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
3/2001	Raidetutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/2001	Radan kunnossapitokustannusten kirjallisuustutkimus
5/2001	Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen teknisistä ominaisuuksista
6/2001	Final Report, 250 kN and 300 kN axle loads
7/2001	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset
8/2001	Ratarumpitutkimus. Instrumentointi ja mittaukset
9/2001	Verkkoaikataulu junaliikenteen ja rautatieinfrastruktuurin kehittämisestä
10/2001	Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen
11/2001	Pääkaupunkiseudun rautateiden meluntorjuntaohjelma vuosille 2001 – 2002
12/2001	Rautatietasoristeysten turvaaminen
13/2001	Rautatieliikenteen riskit ja turvaamistoimenpiteet, osat 1 ja 2
14/2001	Rautatieliikenteen valtakunnallinen meluselvitys
1/2002	Ratarakenteen routasuojaus
3/2002	Rautatietasoristeysten turvaamis- ja poistostrategia 2020
4/2002	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset, lisensiaatitutkimus
5/2002	Raiteentarkastus ja siinä ilmenevien virheiden analysointi välillä Kirkkonummi–Turku
6/2002	Kerava–Lahti-oikoradan sosiaalisten vaikutusten arviointi
7/2002	Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2025
8/2002	Puomillisten tasoristeysten turvallisuus
9/2002	Vartioimattomien tasoristeysten turvallisuus
10/2002	Ratarumpitutkimus, mallinnus
1/2003	Katsaus Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoimintaan
2/2003	Instrumentation and Modelling of Railway Culverts
3/2003	Rautatieliikenteen onnettomuuksien ja vaaratilanteiden raportoinnin kehittäminen
4/2003	Henkilöliikenneasemien esteettömyyskartoituksen tuloksia
1/2004	Tavaraliikenteen ratapihavisio- ja strategia 2025
2/2004	Rautateiden kaukoliikenteen asemien palvelutaso ja kehittämistarpeet
3/2004	Rautatieinfrastruktuurin elinkaarikustannukset